



Vanessa Catarina Ramos Aleixo

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

Rotura de fundo em escavações devida a percolação ascendente

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Nuno Manuel da Costa Guerra, Professor
Associado, Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio
Arguente: Prof. Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes
de Melo
Vogal: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho, 2015

“Copyright” Vanessa Catarina Ramos Aleixo, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Após a conclusão de todo o trabalho desenvolvido na presente dissertação não poderia deixar de agradecer a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a sua concretização.

Ao meu orientador, Professor Nuno Guerra, por quem tenho grande admiração, pela paciência, disponibilidade, colaboração, conhecimentos transmitidos e capacidade de motivação ao longo de todo o trabalho.

Ao Professor Armando Antão, por ter sido o principal responsável pela minha escolha pelo perfil de Geotecnia, e por todo o conhecimento transmitido ao longo das unidades curriculares por ele lecionadas.

À minha mãe, por me ter apoiado em todas as decisões e me incentivar a fazer sempre melhor.

Aos meus padrinhos, pelos conselhos que me deram ao longo de toda a minha vida, e por estarem sempre presentes apesar da distância.

Ao David, o meu suporte, por toda a paciência e compressão nos momentos mais difíceis.

À Rita, com quem vivi durante estes 6 anos académicos e partilhei a minha vida. Crescemos muito juntas.

À Laís, pela disponibilidade, apoio e cooperação durante a realização de todo o trabalho.

Por fim, e não menos importante, aos amigos que fiz na Faculdade e com quem partilhei os melhores momentos nos últimos seis anos, em especial, Diogo Amaral, Inês Pires, João Igreja e Luís Viotty. Agradeço acima de tudo o fato de colocarem a amizade sempre em primeiro lugar.

Resumo

A rotura de fundo de escavações em solos arenosos, com nível freático elevado e em que se procede ao rebaixamento do nível de água no interior da escavação, causando percolação em torno da cortina, é sobretudo tratada como se fosse um problema de levantamento hidráulico, em que o colapso ocorre por anulação da tensão efetiva e é independente da resistência do solo. No entanto, em fase anterior à anulação da tensão efetiva, esta deverá assumir um valor baixo, que poderá causar a rotura do fundo. Tal problema não é, praticamente, abordado na bibliografia, sendo objeto do estudo desenvolvido. Recorre-se à análise tensão-deformação, por elementos finitos, de um caso de estudo, seguido da determinação numérica do coeficiente de segurança e, portanto, do parâmetro de resistência do solo no colapso. A partir deste caso de estudo, desenvolve-se um conjunto de análises paramétricas incidindo sobre aspetos estruturais, mecânicos e geométricos. São analisados os resultados obtidos e são tiradas conclusões relativamente ao fenómeno de rotura de fundo de escavações em solos arenosos.

Palavras chave:

rotura de fundo, levantamento hidráulico, escavações escoradas, elementos finitos, análise à rotura.

Abstract

Basal stability of excavations in sandy soils with high water table where the water level is lowered inside the excavation causing seepage around the retaining wall, is mainly treated as an hydraulic heave problem. As an hydraulic heave problem, collapse can occur when the effective stresses become null and does not depend on the soil strength. However, before becoming null, the effective stresses should reach very low values, therefore causing basal instability. Such problem is very little analysed in the literature and is the object of the present study. The study uses stress-strain finite element analyses of a case study, followed by the numerical determination of the safety factor and, therefore, of the collapse soil strength parameters. From this case study, a parametric analysis is performed, studying structural, mechanical and geometrical parameters. Conclusions from the study are drawn and presented.

Keywords:

basal stability, hydraulic heave, braced excavations, finite elements, collapse analysis.

Índice de Matérias

Índice de Matérias	ix
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução e estudo bibliográfico	1
1.1 Introdução	1
1.2 Rotura de fundo em condições não drenadas	2
1.2.1 Métodos clássicos	2
1.2.2 Métodos que utilizam cálculo numérico	3
1.3 Rotura de fundo em condições drenadas	3
1.3.1 Abordagem enquanto levantamento hidráulico	3
1.3.2 Abordagem enquanto problema de rotura do solo (Método de Costet e Sanglerat)	5
2 Caso base	9
2.1 Introdução	9
2.2 Modelo constitutivo adotado	9
2.3 Redução dos parâmetros c' e ϕ'	10
2.4 Modelação do caso base	11
2.5 Análise de resultados	14
2.5.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso	15
2.5.2 Verificação ao levantamento hidráulico	15
2.5.3 Deslocamentos totais	16
2.5.4 Deslocamentos verticais	17
2.5.5 Deslocamentos horizontais	17
2.5.6 Deslocamentos da parede e no tardo	17
2.5.7 Deformada	25

2.5.8	Tensões de corte relativas	25
2.5.9	Pontos plásticos	25
2.5.10	Forças nas escoras	26
2.5.11	Esforços na parede	31
2.6	Observações finais	33
3	Estudo paramétrico referente aos aspetos estruturais	35
3.1	Introdução	35
3.2	Influência da rigidez à flexão da parede	35
3.2.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	35
3.2.2	Deslocamentos totais	36
3.2.3	Deslocamentos da cortina	36
3.2.4	Deformada	38
3.2.5	Pontos plásticos	38
3.2.6	Observações	41
3.3	Influência da rigidez das escoras	41
3.3.1	Ângulo de resistência ao corte de colapso	41
3.3.2	Deslocamentos totais	42
3.3.3	Deslocamentos da cortina	43
3.3.4	Deformada	43
4	Estudo paramétrico referente às características do solo	47
4.1	Introdução	47
4.2	Influência do peso volúmico	47
4.2.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	47
4.2.2	Deslocamentos totais	49
4.2.3	Deslocamentos da cortina	49
4.2.4	Deformada	53
4.2.5	Pontos plásticos	53
4.2.6	Verificação ao levantamento hidráulico	53
4.3	Influência de R_{inter}	58
4.3.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	58
4.3.2	Deslocamentos totais	58
4.3.3	Deslocamentos da cortina	59
4.3.4	Deformada	59
4.3.5	Pontos plásticos	63
4.4	Influência do ângulo de dilatação	63
4.4.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	63
4.4.2	Deslocamentos totais	67
4.4.3	Deslocamentos da cortina	67
4.4.4	Deformada	69
4.5	Influência do ângulo de resistência ao corte	69
4.5.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	69
4.5.2	Deslocamentos totais	69
4.5.3	Deslocamentos da cortina	70
4.5.4	Deformada	73
4.6	Influência das características mecânicas do solo	73
4.6.1	Ângulo de resistência ao corte	74

4.6.2	Deslocamentos totais	74
4.6.3	Deslocamentos da cortina	75
5	Estudo paramétrico referente à geometria	79
5.1	Introdução	79
5.2	Influência da ficha	79
5.2.1	Ângulo de resistência ao corte	79
5.2.2	Deslocamentos totais	80
5.2.3	Deslocamentos da cortina	83
5.2.4	Deformada	83
5.2.5	Pontos plásticos	83
5.2.6	Verificação ao levantamento hidráulico	83
5.2.7	Análise dos modelos A, B e C	88
5.2.7.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	88
5.2.7.2	Deslocamentos totais	88
5.2.8	Variação da ficha para várias rigidezes da parede	89
5.2.8.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	89
5.2.8.2	Deslocamentos totais	92
5.2.9	Variação da ficha para vários ângulos de dilatação	92
5.2.9.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	92
5.2.9.2	Deslocamentos totais	94
5.3	Influência da largura de escavação	94
5.3.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	94
5.3.2	Deslocamentos totais	97
5.3.3	Deslocamentos da cortina	98
5.3.4	Deformada	98
5.3.5	Pontos plásticos	98
5.3.6	Verificação ao levantamento hidráulico	98
5.4	Influência da distância ao estrato rígido	105
5.4.1	Ângulo de resistência ao corte	105
5.4.2	Deslocamentos totais	105
5.4.3	Deslocamentos da cortina	106
5.4.4	Deformada	106
5.4.5	Verificação ao levantamento hidráulico	106
5.5	Influência da escala	107
5.5.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	107
5.5.2	Deslocamentos totais	108
5.5.3	Deslocamentos da cortina	109
5.5.4	Deformada	110
5.5.5	Verificação ao levantamento hidráulico	110
5.6	Influência da profundidade do nível freático	110
5.6.1	Ângulo de resistência ao corte no colapso	110
5.6.2	Deslocamentos totais	112
5.6.3	Deslocamentos da cortina	114
5.6.4	Deformada	114
5.6.5	Verificação ao levantamento hidráulico	114
6	Análise da importância do fenómeno de rotura de fundo	119

Índice de Matérias

6.1	Análise da segurança	119
6.2	Verificação da segurança à luz do Eurocódigo 7	120
7	Conclusões e desenvolvimentos futuros	129
7.1	Conclusões	129
7.2	Desenvolvimentos futuros	130
	Bibliografia	131

Índice de Figuras

1.1	Fatores de capacidade de carga em função da geometria, para solos argilosos respondendo em condições não drenadas (Skempton (1951); adaptado de Matos Fernandes (1983)).	3
1.2	Rácios de dissipação relativa para $H/L=0,2$ (topo), $H/L=0,5$ (esquerda) e $H/L=27,5$ (direita), para um rácio de profundidade $(f+D)/H=1$ (cinzento claro corresponde ao rácio de dissipação relativa nula e preto corresponde ao máximo valor) (Josefino et al., 2010).	4
1.3	Bloco de solo para análise ao levantamento hidráulico.	5
1.4	Esquema representativo do método de Costet e Sanglerat.	6
2.1	Esquema ilustrativo do caso base.	10
2.2	Geometria do caso base.	11
2.3	Malha de elementos finitos usada.	12
2.4	Faseamento construtivo adotado nos cálculos.	13
2.5	Definição dos modelos de estudo.	14
2.6	Carga hidráulica - Fase 8.	16
2.7	Pressão intersticial - Fase 8.	16
2.8	Deslocamentos totais - Fases 2, 4 e 6.	18
2.9	Deslocamentos totais - Fase 8 e colapso.	19
2.10	Deslocamentos verticais - Fases 2, 4 e 6.	20
2.11	Deslocamentos verticais - Fase 8 e colapso.	21
2.12	Deslocamentos horizontais - Fases 2, 4 e 6.	22
2.13	Deslocamentos horizontais - Fase 8 e colapso.	23
2.14	Deslocamentos da cortina e do solo no tardoz - Fases construtivas.	24
2.15	Deslocamentos da cortina e do solo no tardoz - Colapso.	25
2.16	Deformadas no colapso dos modelos A, B e C.	26
2.17	Evolução das tensões relativas de corte - Fases 2, 4 e 6	27
2.18	Tensões relativas - Fase 8 e colapso.	28
2.19	Pontos plásticos - Fase 2, 4 e 6.	29
2.20	Pontos plásticos - Fase 8 e colapso.	30
2.21	Esforços na cortina - Fases 2, 4 e 6.	32

Índice de Figuras

2.22	Esforços na cortina - Fase 8 e colapso.	33
3.1	Influência da rigidez da parede no ângulo de resistência ao corte no colapso. . . .	36
3.2	Deslocamentos totais no colapso para vários valores de rigidez da parede.	37
3.3	Deslocamentos da cortina - Fase 8.	38
3.4	Deformada no colapso para vários valores de rigidez da parede.	39
3.5	Pontos plásticos na fase 8 para vários valores de rigidez da parede.	40
3.6	Influência da rigidez das escoras no ângulo de resistência ao corte no colapso. . .	41
3.7	Deslocamentos totais no colapso para vários valores de rigidez das escoras - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	42
3.8	Deslocamentos da cortina - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	44
3.9	Deformadas no colapso para vários valores de rigidez das escoras - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	45
4.1	Influência do peso volúmico do solo no ângulo de resistência ao corte no colapso - modelos A, B e C.	48
4.2	Deslocamentos totais no colapso para vários pesos volúMICOS do solo - EI_{cb}	50
4.3	Deslocamentos totais no colapso para vários pesos volúMICOS do solo - $100EI_{cb}$. .	51
4.4	Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	52
4.5	Deformada no colapso para vários pesos volúMICOS do solo - EI_{cb}	54
4.6	Deformada no colapso para vários pesos volúMICOS do solo - $100EI_{cb}$	55
4.7	Pontos plásticos para vários pesos volúMICOS do solo - EI_{cb}	56
4.8	Pontos plásticos para vários pesos volúMICOS do solo - $100EI_{cb}$	57
4.9	Influência de R_{inter} no ângulo de resistência ao corte no colapso.	59
4.10	Deslocamentos totais no colapso para vários valores de R_{inter} - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	60
4.11	Deslocamentos totais no colapso para vários valores de R_{inter} com peso da cortina nulo - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	61
4.12	Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	62
4.13	Deformada no colapso para vários valores de R_{inter} - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	64
4.14	Deformada no colapso para vários valores de R_{inter} com peso da cortina nulo - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	65
4.15	Pontos plásticos para EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita) - Colapso.	66
4.16	Influência do ângulo de dilatância no ângulo de resistência ao corte no colapso. .	67
4.17	Deslocamentos totais no colapso para vários ângulos de dilatância - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	68
4.18	Deslocamentos da cortina - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	70
4.19	Deformada no colapso para vários ângulos de dilatância - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	71
4.20	Deslocamentos totais no colapso para $\phi' = 30^\circ$ e $\phi = 40^\circ$	72
4.21	Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} e $100EI_{cb}$	72
4.22	Deformada no colapso para $\phi' = 30^\circ$ (esquerda) e $\phi = 40^\circ$ (direita).	73
4.23	Influência das características mecânicas do solo no colapso.	74
4.24	Deslocamentos totais no colapso - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	76
4.25	Deslocamentos da cortina para vários casos com variação das características mecânicas do solo - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	77

5.1	Influência da ficha no ângulo de resistência ao corte no colapso.	80
5.2	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas - EI_{cb}	81
5.3	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas - $100EI_{cb}$	82
5.4	Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	84
5.5	Deformada no colapso para várias fichas - EI_{cb}	85
5.6	Deformadas no colapso para várias fichas - $100EI_{cb}$	86
5.7	Pontos plásticos na fase 8 para várias fichas - EI_{cb}	87
5.8	Influência da ficha no ângulo de resistência ao corte no colapso - Modelos A, B e C.	89
5.9	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com rigidez EI_{cb} - Modelos A, B e C.	90
5.10	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com rigidez $100EI_{cb}$ - Modelos A, B e C.	91
5.11	Influência da rigidez da parede no ângulo de resistência ao corte no colapso para várias fichas.	92
5.12	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com diferentes rigidezes da cortina.	93
5.13	Influência do ângulo de dilatação no ângulo de resistência ao corte no colapso para várias fichas.	94
5.14	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com diferentes ângulos de dilatação do solo - EI_{cb}	95
5.15	Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com diferentes ângulos de dilatação do solo - $100EI_{cb}$	96
5.16	Influência da largura de escavação no ângulo de resistência ao corte no colapso.	97
5.17	Deslocamentos totais para várias larguras de escavação - EI_{cb}	99
5.18	Deslocamentos totais para várias larguras de escavação - $100EI_{cb}$	100
5.19	Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	101
5.20	Deformada no colapso para várias larguras de escavação - EI_{cb}	102
5.21	Deformada no colapso para várias larguras de escavação - $100EI_{cb}$	103
5.22	Pontos plásticos para várias larguras de escavação - EI_{cb}	104
5.23	Influência da distância ao estrato rígido no ângulo de resistência ao corte no colapso.	106
5.24	Deslocamentos totais no colapso para várias distâncias ao estrato rígido - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	107
5.25	Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	108
5.26	Deformada no colapso para várias distâncias ao estrato rígido - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	109
5.27	Influência da altura de escavação no ângulo de resistência ao corte no colapso.	110
5.28	Deslocamentos totais no colapso para várias alturas de escavação - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	111
5.29	Deslocamentos totais da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	112
5.30	Deformada no colapso para várias alturas de escavação - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	113
5.31	Influência da profundidade do nível freático no ângulo de resistência ao corte no colapso.	114
5.32	Deslocamentos totais no colapso para várias profundidades do nível freático - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	115
5.33	Deslocamentos totais da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	116
5.34	Deformada no colapso para várias profundidades do nível freático - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).	117

Índice de Figuras

6.1	Análise da segurança relativamente aos parâmetros estruturais estudados no capítulo 3.	120
6.2	Análise da segurança relativamente aos parâmetros do solo estudados no capítulo 4 (as curvas a traço interrompido correspondem ao peso da cortina nulo).	121
6.3	Análise da segurança relativamente aos parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Ficha, largura e distância ao estrato rígido.	122
6.4	Análise da segurança relativamente aos parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Escala e posição do nível freático.	123
6.5	Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros estruturais estudados no capítulo 3.	124
6.6	Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros do solo estudados no capítulo 4 (as curvas a traço interrompido correspondem ao peso da cortina nulo).	125
6.7	Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Ficha, largura e distância ao estrato rígido.	126
6.8	Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Escala e posição do nível freático.	127

Índice de Tabelas

1.1	Soluções clássicas para rotura de fundo (adaptado de Ukritchon et al. (2003)). . .	2
2.1	Parâmetros do solo.	12
2.2	Parâmetros da parede moldada.	12
2.3	Parâmetros das escoras.	14
2.4	Verificação da segurança - caso base.	15
2.5	Evolução das forças das escoras [kN/m].	31
4.1	Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência do peso volú- mico - Modelo C.	58
4.2	Influência do ângulo de resistência ao corte ϕ' , no ângulo de resistência ao corte no colapso, ϕ'_{col}	69
4.3	Características mecânicas do solo estudadas.	73
4.4	Influência das características mecânicas do solo no colapso.	74
5.1	Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da ficha. . . .	88
5.2	Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da largura de escavação.	105
5.3	Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da distância ao estrato rígido.	108
5.4	Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da escala. . . .	112
5.5	Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da posição do nível freático.	116

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC7 Eurocódigo 7

HYD Estado limite último de levantamento hidráulico

Siglas

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

HSM Hardening Soil Model

UNL Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

c' coesão efetiva do solo

c'_r coesão efetiva do solo reduzida

c_u resistência ao corte não drenada

D distância entre o pé da cortina e o estrato rígido

d espessura da parede moldada

EA rigidez axial das escoras

EA_{cb} rigidez axial das escoras adotada no caso base

EI rigidez de flexão da cortina

EI_{cb} rigidez de flexão da cortina adotada no caso base

E_{50} módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura

E_{50}^{ref} módulo de deformabilidade secante de referência, em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura

E_{oed} módulo de deformabilidade tangente para carregamento edométrico primário

E_{oed}^{ref} módulo de deformabilidade tangente de referência para carregamento edométrico primário

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

E_{ur}	módulo de deformabilidade de descarga-recarga
E_{ur}^{ref}	módulo de deformabilidade de descarga-recarga de referência
f	altura enterrada, também designada por "ficha"
FS	coeficiente de segurança
FS_{lh}	coeficiente de segurança relativamente ao levantamento hidráulico
FS_{rf}	coeficiente de segurança relativamente à rotura de fundo
FS_{rf}^{CS}	coeficiente de segurança relativamente à rotura de fundo obtido através do método de Costet e Sanglerat
G'	peso efetivo do bloco de solo para verificação da segurança ao levantamento hidráulico
H	altura escavada
K_0	coeficiente de impulso de terras em repouso
K_x	coeficiente de percolação horizontal
K_y	coeficiente de percolação vertical
L	largura da escavação
m	potência para a dependência da rigidez do solo
N_c	coeficiente de capacidade de carga
N_q	coeficiente de capacidade de carga
N_{qd}	coeficiente de capacidade de carga de cálculo
N_s	número de estabilidade
p'_{ref}	tensão efetiva média de referência
R_{inter}	relação entre a tangente do ângulo atrito solo-estrutura e a tangente do ângulo de resistência ao corte do solo
S	comprimento longitudinal da escavação
U	força resultante devida à pressão de água nos poros
U_{perc}	força de percolação média
w	peso da cortina
Z_{nf}	profundidade do nível freático
γ	peso volúmico do solo
γ'	peso volúmico submerso do solo

γ_G	coeficiente parcial para as ações permanentes
$\gamma_{G;dst}$	coeficiente parcial para verificação de estados limites últimos de levantamento hidráulico para as ações permanentes desfavoráveis (desestabilizantes)
$\gamma_{G;stb}$	coeficiente parcial para verificação de estados limites últimos de levantamento hidráulico para as ações permanente favoráveis (estabilizantes)
$\gamma_{R;v}$	coeficiente parcial para a capacidade resistente do terreno ao carregamento
γ_{sat}	peso volúmico do solo saturado
γ_w	peso volúmico da água
$\gamma_{\phi'}$	coeficiente parcial para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efetivas
ϕ'	ângulo de resistência ao corte efetivo
ϕ'_{col}	ângulo de resistência ao corte no colapso
ϕ'_d	ângulo de resistência ao corte de cálculo
ϕ'_r	ângulo de resistência ao corte reduzido
ψ	ângulo de dilatância
σ'	tensão efetiva vertical
σ'_n	tensão efetiva normal
τ	tensão de corte
τ_r	tensão de corte mínima para garantir o equilíbrio
ν	coeficiente de Poisson

Capítulo 1

Introdução e estudo bibliográfico

1.1 Introdução

A rotura de fundo de escavações suportadas por estruturas de contenção é um problema típico de escavações muito profundas, realizadas em solos argilosos moles a médios, respondendo em condições não drenadas.

O problema em condições drenadas é habitualmente analisado nos casos em que os níveis freáticos são elevados e a escavação realizada rebaixando o nível de água no interior da escavação, causando a instalação de um regime de percolação, assumido permanente, em torno da cortina de contenção, que é ascendente na zona do fundo da escavação. O assunto é tratado como um problema de levantamento hidráulico, em que o colapso ocorre por anulação da tensão efetiva devido às forças de percolação que se opõem às forças gravíticas. Encarado desta forma, o problema em causa não depende da resistência do solo mas apenas do peso volúmico e dos gradientes hidráulicos ascendentes.

Parece, no entanto, ser razoável assumir que antes das tensões efetivas se anularem, estas atingem valores baixos que correspondem a baixas resistências do terreno em relação à rotura de fundo, podendo causar o colapso por esse modo de rotura. O presente trabalho estuda esse problema nesta vertente, através da análise tensão-deformação de um caso de estudo e da determinação numérica do coeficiente de segurança após o final da escavação, permitindo o cálculo dos valores dos parâmetros de resistência no colapso, e de uma análise paramétrica que incide sobre fatores estruturais, mecânicos e geométricos das escavações.

Deste modo, o trabalho organiza-se da seguinte forma: No presente capítulo, faz-se a introdução ao tema e apresenta-se o estudo bibliográfico; no capítulo 2, apresenta-se o caso de estudo e é feita uma análise dos seus resultados; no capítulo 3 é feita uma análise paramétrica relativamente aos aspetos estruturais do problema, nomeadamente, rigidez à flexão da parede e rigidez axial das escoras; no capítulo 4 é apresentada a análise paramétrica referente às características do solo, nomeadamente, peso volúmico, resistência da interface solo-estrutura, ângulo de dilatação e ângulo de resistência ao corte; no capítulo 5 é apresentada a última análise paramétrica do trabalho, referente à geometria do problema, onde são estudados, ficha, largura de escavação, distância da base da cortina ao estrato rígido, escala e profundidade do nível freático; no capítulo 6 é feita uma análise da importância do fenómeno de rotura de fundo, tendo como base os coeficientes de segurança obtidos nas análises paramétricas

anteriormente referidas.

1.2 Rotura de fundo em condições não drenadas

1.2.1 Métodos clássicos

A rotura de fundo em argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas ocorre quando o peso das massas de solo remanescentes nos lados da escavação ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente (Matos Fernandes, 1983).

Este assunto foi alvo de muitos estudos e análises. Em todos eles são tomados como referência os trabalhos desenvolvidos por Terzaghi et al. (1943) e Bjerrum e Eide (1956). Estes métodos, desenvolvidos inicialmente para uma situação ideal (com ausência de altura enterrada e do estrato rígido), foram modificados de forma a tomar em conta aspetos como, altura enterrada, adesão solo-estrutura, presença de estrato rígido a certa profundidade, anisotropia do solo, etc. Na tabela 1.1 são apresentados os métodos clássicos para a análise da rotura de fundo, desenvolvidos pelos referidos autores e as respetivas aplicações.

Todos os métodos são definidos pelo número de estabilidade N_s , que é dado por:

$$N_s = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (1.1)$$

sendo, γ o peso volúmico do solo, H a profundidade da escavação e c_u a resistência não drenada do solo. Na tabela 1.1 surgem ainda os parâmetros L e D , que correspondem à largura da escavação e à distância ao estrato rígido, respetivamente, e ainda f , a altura enterrada.

Tabela 1.1: Soluções clássicas para rotura de fundo (adaptado de Ukritchon et al. (2003)).

Referência	N_s	Aplicação
Terzaghi, 1943	$N_c + \sqrt{2}(H/L)$ ($N_c = 5,7$)	Argila homogénea
Bjerrum e Eide, 1956	N_c (N_c obtido por Skempton, 1951)	Argila homogénea
Terzaghi, 1943	$N_c + H/D$ ($N_c = 5,7$)	Efeito da presença de um estrato rígido
Terzaghi, 1943	$N_c + \sqrt{2}(H + f)/L + 2f/L$ ($N_c = 5,7$)	Efeito da altura enterrada
Bjerrum e Eide, 1956	$N_c + 2f/L$ (N_c obtido por Skempton, 1951)	Efeito da altura enterrada

O fator de capacidade de carga, N_c , apresentado na tabela 1.1 deverá ser corrigido para ter em conta a forma da fundação e a resistência ao corte do solo acima da base. O seu valor pode ser obtido através da figura 1.1, que fornece os valores de N_c já afetados das referidas correções, propostos por Skempton (1951) para o dimensionamento de fundações superficiais em maciços argilosos.

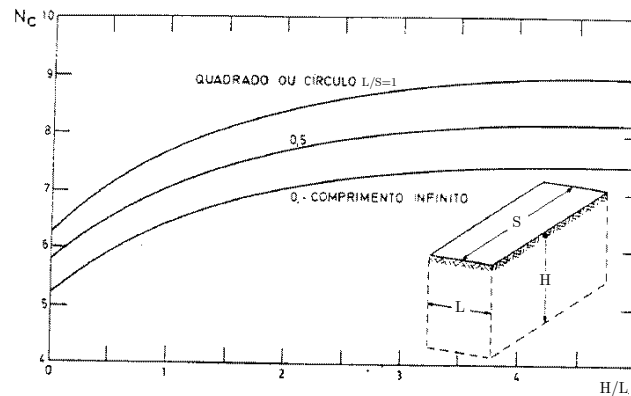


Figura 1.1: Fatores de capacidade de carga em função da geometria, para solos argilosos respondendo em condições não drenadas (Skempton (1951); adaptado de Matos Fernandes (1983)).

1.2.2 Métodos que utilizam cálculo numérico

Em estudos mais recentes, recorre-se com frequência a modelos de elementos finitos de forma a analisar a rotura de fundo neste tipo de solos. Realçam-se os que recorrem a implementações numéricas dos teoremas da análise limite (Ukritchon et al., 2003; Josefino et al., 2010).

Na figura 1.2 são apresentados rácios de dissipação relativa (manchas de deformação plástica) para diferentes valores de H/L , obtidos através de modelação em elementos finitos tendo como base o teorema da região superior. Através da mesma é possível observar o mecanismo formado no colapso por rotura de fundo, no caso de solos argilosos.

1.3 Rotura de fundo em condições drenadas

A realização de escavações em solos arenosos abaixo no nível freático pode implicar a passagem da água para o interior da escavação, contornando o pé da cortina impermeável. Este fenómeno pode dar origem a problemas de erosão interna, cuja análise excede o âmbito do trabalho e à rotura de fundo, que se pretende analisar.

1.3.1 Abordagem enquanto levantamento hidráulico

O levantamento hidráulico ocorre quando as forças de percolação associadas ao fluxo ascendente no solo do lado da escavação anulam as tensões efetivas numa dada secção e manifesta-se pela invasão do fundo da escavação pela massa de solo situada acima da secção referida (Matos Fernandes, 1983).

A verificação ao levantamento hidráulico deve ser feita, quando se trata de cortinas, como é o caso, numa zona imediatamente adjacente à cortina no interior da escavação, de largura aproximadamente igual a metade da altura enterrada da mesma (Terzaghi et al., 1943). Tal é

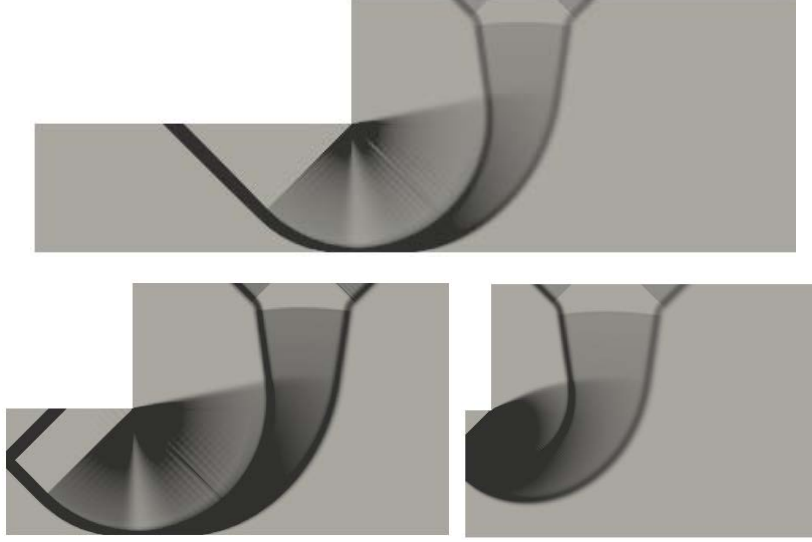


Figura 1.2: Rátios de dissipação relativa para $H/L=0,2$ (topo), $H/L=0,5$ (esquerda) e $H/L=27,5$ (direita), para um rácio de profundidade $(f+D)/H=1$ (cinzento claro corresponde ao rácio de dissipação relativa nula e preto corresponde ao máximo valor) (Josefino et al., 2010).

ilustrado na figura 1.3. O peso efetivo do bloco de areia, G' , é determinado da seguinte forma:

$$G' = \frac{\gamma' f^2}{2} \quad (1.2)$$

sendo γ' o peso volúmico submerso do solo e f , a altura enterrada. A força de percolação média na base do bloco de areia é dada por:

$$U_{perc} = U - \frac{\gamma_w f^2}{2} \quad (1.3)$$

sendo U a força resultante da pressão intersticial na base do bloco, obtida pela rede de percolação.

O coeficiente de segurança global ao levantamento hidráulico é calculado através da relação entre o peso submerso do bloco de solo, apresentado na figura 1.3, e a força de percolação exercida pela água na sua base, como é mostrado na seguinte expressão:

$$FS_{lh} = \frac{G'}{U_{perc}} \quad (1.4)$$

Na NP EN 1997-1 (2010), a estabilidade relativamente à rotura de fundo apresenta uma abordagem diferente, visto basear-se em coeficientes parciais de segurança, contudo equivalente à anteriormente apresentada, no caso de não haver ações variáveis, como se verá seguidamente.

A verificação do estado limite último de levantamento hidráulico (HYD) no EC7 é feita tendo em conta o seguinte:

$$U_{perc,dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (1.5)$$

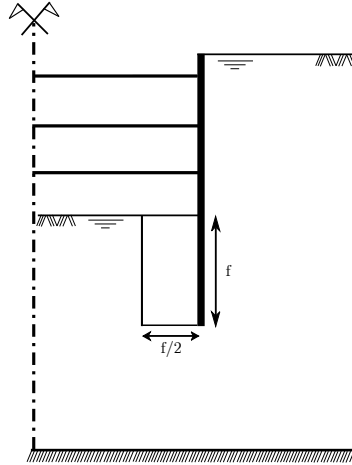


Figura 1.3: Bloco de solo para análise ao levantamento hidráulico.

$$\gamma_{G;dst} U_{perc} \leq \gamma_{G;stb} G' \quad (1.6)$$

sendo,

$\gamma_{G;dst}$ - coeficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis (desestabilizantes);

$\gamma_{G;stb}$ - coeficiente parcial para as ações permanentes favoráveis (estabilizantes).

Substituindo pelos valores presentes no Anexo A do EC7 tem-se:

$$1,35 U_{perc} \leq 0,9 G' \quad (1.7)$$

$$U_{perc} \leq \frac{0,9}{1,35} G' \quad (1.8)$$

Portanto, não ocorre colapso devido ao levantamento hidráulico quando se verifique que:

$$U_{perc} \leq \frac{G'}{1,5} \quad (1.9)$$

1.3.2 Abordagem enquanto problema de rotura do solo (Método de Costet e Sanglerat)

Como se viu, o que se apresentou na seção anterior foram apenas relações entre forças, não fazendo parte dos cálculos a resistência do solo. O método de Costet e Sanglerat (1975) foi o único encontrado na bibliografia que considera o problema da rotura de fundo enquanto problema de colapso do terreno, uma vez esgotada a sua resistência. Tal é feito de forma bastante simplificada, como é apresentado seguidamente.

Segundo Costet e Sanglerat (1975) o gradiente hidráulico pode atingir um valor vizinho do valor crítico, desde que o desnível entre o nível freático de um lado e do outro da cortina seja considerável, ou desde que a altura enterrada seja suficientemente curta. O estudo do fenómeno de rotura de fundo é feito através de uma análise de tensões no pé da cortina, considerando dois pontos A e B, imediatamente à esquerda e à direita do mesmo, respetivamente, como é esquematizado na figura 1.4.

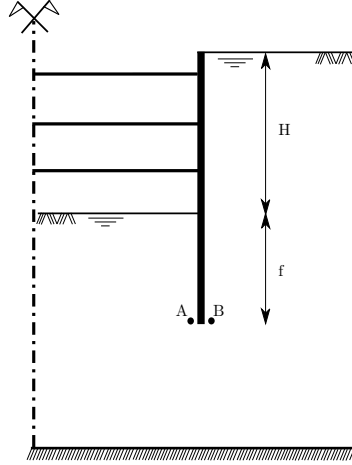


Figura 1.4: Esquema representativo do método de Costet e Sanglerat.

As tensões totais nos pontos referidos são calculadas de acordo com as expressões seguintes:

$$\sigma_A = \gamma_{sat} f \quad (1.10)$$

$$\sigma_B = \gamma_{sat}(H + f) \quad (1.11)$$

E a tensão efetiva vertical determinada segundo as seguintes expressões:

$$\sigma'_A = \sigma_A - u_A \quad (1.12)$$

$$\sigma'_B = \sigma_B - u_B \quad (1.13)$$

sendo, u_A e u_B a pressão intersticial no pé da cortina, e portanto de igual valor ($u_A = u_B$), obtida através da rede de percolação.

Para que na vizinhança do pé da cortina o solo esteja em equilíbrio, é necessário que se verifique a seguinte condição:

$$\sigma'_A \geq \frac{\sigma'_B}{N_q} \quad (1.14)$$

sendo N_q o coeficiente de capacidade de carga dado pela expressão de Reissner (1924), como é apresentado seguidamente.

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi tg(\phi')} \quad (1.15)$$

Admite-se assim que ocorre rotura de fundo se:

$$\sigma'_B = \sigma'_A N_q \quad (1.16)$$

A verificação à segurança pode ser feita de duas formas distintas. Utilizando o coeficiente de segurança global, tendo-se a seguinte condição:

$$\sigma'_B \leq \frac{\sigma'_A N_q}{FS_{rf}^{CS}} \quad (1.17)$$

1.3. Rotura de fundo em condições drenadas

Ou, por outro lado, utilizando os princípios do EC7 e no caso de não haver sobrecargas:

$$\gamma_G \sigma'_B \leq \frac{\sigma'_A N_{qd}}{\gamma_{R,v}} \quad (1.18)$$

sendo,

γ_G - coeficiente parcial para as ações permanentes;

$\gamma_{R,v}$ - coeficiente parcial para a capacidade resistente para fundações superficiais.

Considerando a Combinação 2 (mais condicionante) da Abordagem de Cálculo 1, tem-se $\gamma_G = 1,00$, $\gamma_{R,v} = 1,00$ e $\gamma_{\phi'} = 1,25$ (visto N_{qd} ser função de ϕ'_d , e portanto $\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}$). Deste modo, atendendo a que $\gamma_G = \gamma_{R,v} = 1,00$, o único coeficiente aplicado na expressão 1.18, no caso da Abordagem de Cálculo 1 - Combinação 2 é $\gamma_{\phi'}$. O valor do coeficiente de segurança aplicado à tangente de ϕ' para o qual se dá a igualdade da inequação 1.18 será posteriormente designado por FS_{rf} .

Capítulo 2

Caso base

2.1 Introdução

De acordo com o exposto no capítulo anterior, é comum analisar a rotura de fundo de escavações devida a percolação ascendente como se esta se tratasse de um problema de levantamento hidráulico. Contudo, como se viu, a rotura de fundo pode ser analisada segundo outro ponto de vista, pois o colapso poderá ocorrer pela diminuta capacidade resistente do solo causada pela diminuição da tensão efetiva provocada pela percolação ascendente na zona do fundo da escavação.

Neste capítulo analisa-se pelo método dos elementos finitos uma escavação suportada por uma cortina escorada, como apresentado na figura 2.1, que serve de base para o estudo paramétrico apresentado em detalhe nos capítulos seguintes. A modelação tensão-deformação realizada foi feita através do programa de cálculo automático Plaxis (2014). Considerou-se uma escavação com largura L e altura H , suportada por uma parede de contenção com uma altura enterrada (ficha) f , cuja extremidade inferior dista do estrato rígido uma distância D .

De forma a minimizar eventuais erros de cálculo, considerou-se uma extensão horizontal a partir da contenção com um largura de cinco vezes a altura da escavação. Para diminuição do esforço computacional optou-se por modelar a geometria do problema utilizando uma simplificação de simetria.

2.2 Modelo constitutivo adotado

Quando sujeito a um carregamento, o solo tende a comportar-se de forma não linear. Este comportamento não linear de tensão-deformação pode ser modelado através de diversos modelos disponibilizados pelo Plaxis, consoante o grau de rigor pretendido pelo utilizador. Entre os vários modelos disponíveis optou-se por utilizar no presente trabalho o modelo *Hardening Soil* (Schanz et al., 1999).

À semelhança do modelo de Mohr Coulomb, no HSM os estados limites de tensão são definidos pelos ângulos de resistência ao corte e de dilatância e pela coesão efetiva. A rigidez é definida através de três parâmetros: rigidez triaxial de carga, E_{50} , rigidez triaxial de descarga-recarga, E_{ur} , e rigidez edométrica de carga, E_{oed} . O Plaxis sugere como valores padrão médios $E_{ur} \approx 3E_{50}$ e $E_{oed} \approx E_{50}$, que são aceitáveis para vários tipos de solo.

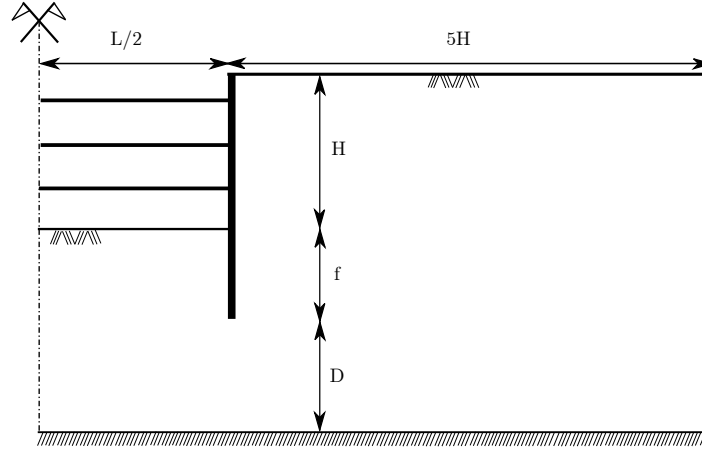


Figura 2.1: Esquema ilustrativo do caso base.

Este modelo tem em consideração a dependência do módulo de deformabilidade em relação ao estado de tensão do solo, o que significa que as rigidezes anteriormente referidas aumentam com a pressão. Assim sendo, as rigidezes relacionam-se com a tensão de referência, p'_{ref} , tomada com um valor padrão de 100 kPa.

2.3 Redução dos parâmetros c' e ϕ'

O programa de elementos finitos Plaxis, além de realizar análises tensão-deformação, possibilita a determinação de coeficientes de segurança através de uma análise de segurança denominada por redução $\phi' - c'$. Segundo esta análise, o coeficiente de segurança é definido por:

$$FS = \frac{\tau}{\tau_r} \quad (2.1)$$

em que τ representa a tensão de corte disponível e τ_r a mínima tensão necessária para garantir o equilíbrio. Introduzindo a condição genérica de Coulomb, obtém-se a seguinte expressão (Brinkgreve e Bakker, 1991):

$$FS = \frac{c' + \sigma'_n \tan \phi'}{c'_r + \sigma'_n \tan \phi'_r} \quad (2.2)$$

sendo c' e ϕ' parâmetros iniciais dados e σ'_n a componente normal da tensão atual. c'_r e ϕ'_r são parâmetros de resistência reduzidos, grandes o suficiente para manter o equilíbrio. O princípio descrito acima consiste na base do método de segurança que pode ser usado no Plaxis de forma a calcular o coeficiente de segurança global.

Através desta aproximação, tanto a coesão como a tangente do ângulo de atrito são reduzidos na mesma proporção, isto é:

$$FS = \frac{c'}{c'_r} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_r} \quad (2.3)$$

Por definição no início do cálculo o coeficiente de segurança é igual a 1 de forma a que a resistência do solo seja igual à introduzida. Contudo, este valor vai crescendo num procedimento passo por passo até que se dê o colapso da estrutura. Isto é, no colapso é obtido um valor mais ou menos constante para um número de sucessivos passos de carga. De notar que, neste cálculo a resistência dos elementos estruturais, como escoras ou paredes, não é influenciada.

No cálculo do coeficiente de segurança os deslocamentos totais não têm significado físico; contudo, a sua distribuição dá uma indicação de como ocorrerá o mecanismo de colapso.

2.4 Modelação do caso base

Geometricamente, o caso base consiste numa escavação com 10m de profundidade e 40m de largura. A sua contenção é constituída por uma parede moldada com três níveis de escoramento e 7,5m de ficha, cuja extremidade inferior dista 10m do estrato rígido, como é apresentado esquematicamente na figura 2.2. A malha utilizada está representada na figura 2.3, sendo constituída por elementos finitos triangulares de quinze nós. A parede foi modelada com elementos de viga, a interface que a separa do solo com elementos de junta e as escoras com molas. Tanto a parede como as escoras têm comportamento elástico pelo que o colapso irá ocorrer pelo solo e não pelos elementos estruturais. A escavação foi simulada em estado plano de deformação.

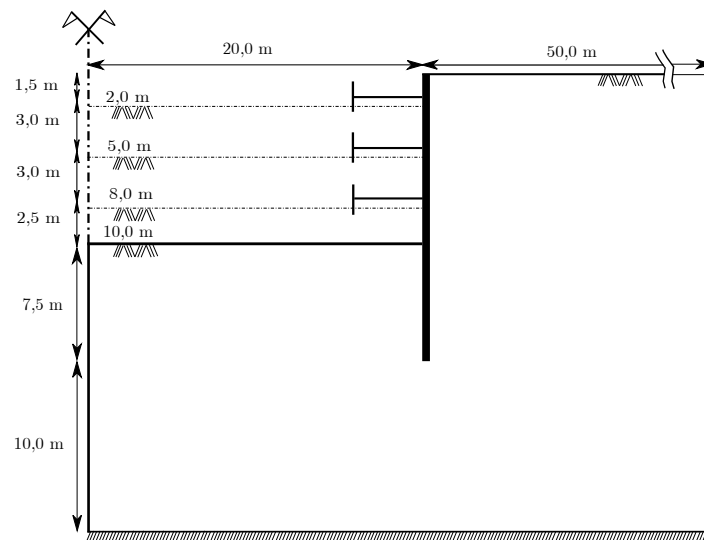


Figura 2.2: Geometria do caso base.

Considerou-se que o solo era arenoso, com comportamento drenado, caracterizado pelos parâmetros identificados na tabela 2.1. Estes parâmetros foram os usados por Josefino et al. (2009), para uma areia média.

Considerou-se que a cortina de contenção seria constituída por uma parede moldada, de betão armado, com uma espessura de 40cm, cujos parâmetros se apresentam na tabela 2.2.

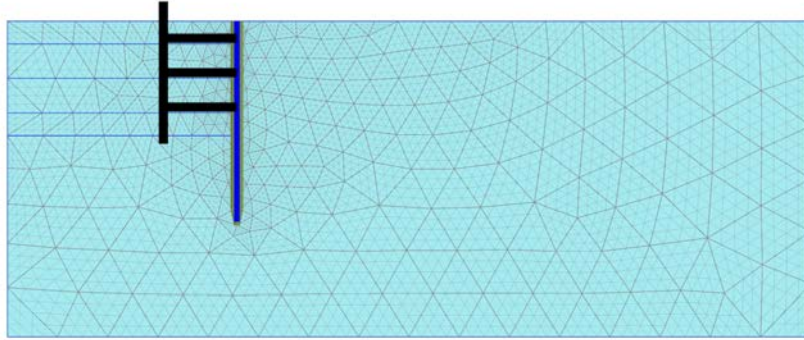


Figura 2.3: Malha de elementos finitos usada.

Tabela 2.1: Parâmetros do solo.

Gerais	γ	20 kN/m^3
	γ_{sat}	20 kN/m^3
Resistência	c'_{ref}	0
	ϕ'	30°
	ψ	1°
Rigidez	E_{50}^{ref}	25 MPa
	E_{oed}^{ref}	25 MPa
	E_{ur}^{ref}	75 MPa
	m	0,5
Avançados	ν_{ur}	0,3
	p_{ref}	100 kPa
	K_0	0,5
Escoamento	K_x	$1E10^{-3} \text{ m/s}$
	K_y	$1E10^{-3} \text{ m/s}$
Interface	R_{inter}	0,67

Tabela 2.2: Parâmetros da parede moldada.

EA	$12E10^6 \text{ kN/m}$
EI	$160E10^3 \text{ kNm}^2/\text{m}$
d	$0,40 \text{ m}$
w	10 kN/m/m
ν	0

Quanto às escoras, foram considerados três níveis, como referido anteriormente. Na tabela 2.3 é apresentada a rigidez axial adotada.

Na figura 2.4, ilustra-se o faseamento construtivo considerado na modelação do caso base, sendo o mesmo seguidamente descrito.

- Fase 1: Construção da parede moldada.

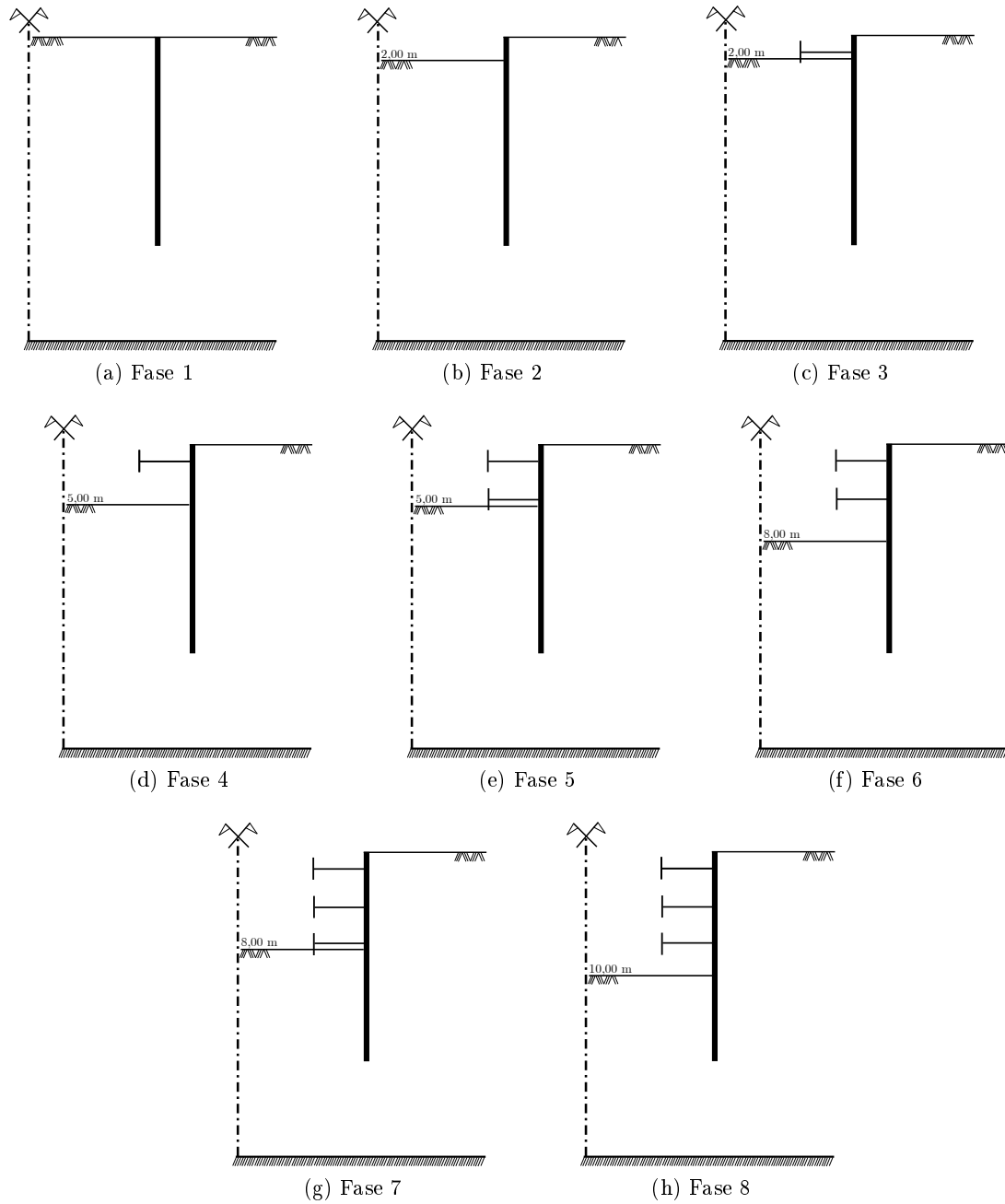


Figura 2.4: Faseamento construtivo adotado nos cálculos.

Tabela 2.3: Parâmetros das escoras.

EA	655200 kN/m
------	-----------------------

- Fase 2: Escavação do 1º nível - 2m.
- Fase 3: Ativação do 1º nível de escoras - 1,5m.
- Fase 4: Escavação do 2º nível - 5m.
- Fase 5: Ativação do 2º nível de escoras - 4,5m.
- Fase 6: Escavação do 3º nível - 8m.
- Fase 7: Ativação do 3º nível de escoras - 7,5m.
- Fase 8: Escavação do 4º nível - 10m.
- Fase 9: Análise de segurança.

O caso base apresentado foi estudado segundo três análises distintas, os modelos A, B e C, que são ilustrados na figura 2.5. No modelo A considerou-se o solo sem nível freático, no modelo B o nível freático situa-se na base do último nível de escavação, tratando-se portanto de uma situação hidrostática. Por fim, no modelo C considera-se a existência de escoamento, em que inicialmente o nível freático se situa no topo do terreno, sendo posteriormente rebaixado no interior da escavação à medida que o faseamento construtivo avança. Neste modelo admite-se que o nível de água permanece à superfície do terreno, exteriormente à escavação.

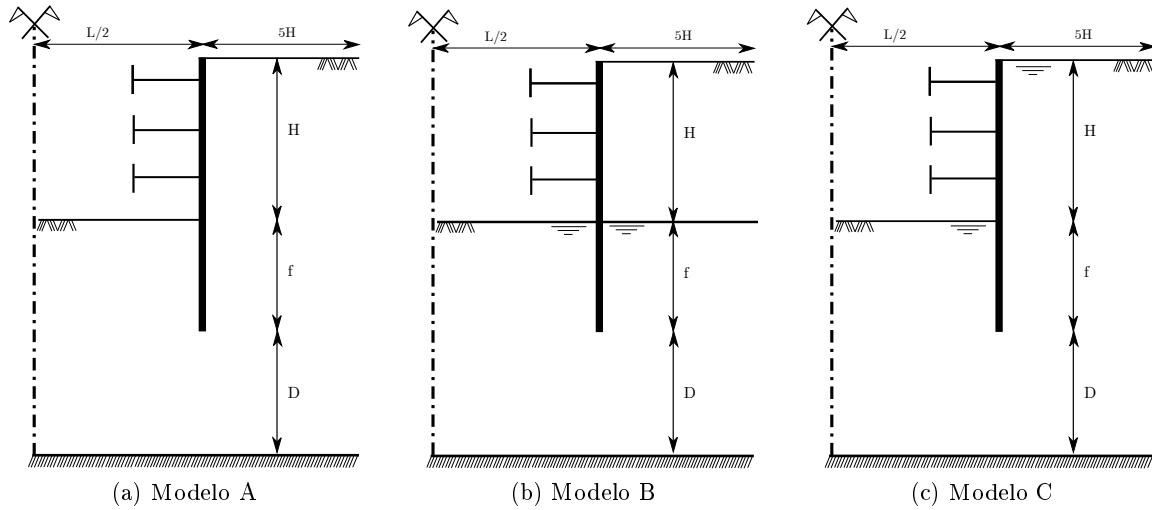


Figura 2.5: Definição dos modelos de estudo.

2.5 Análise de resultados

Seguidamente é apresentada uma análise dos resultados obtidos dos modelos A, B e C, nomeadamente a verificação ao levantamento hidráulico, os deslocamentos totais, verticais, ho-

rizontais, deslocamentos da cortina e do tardo, tensões relativas, pontos plásticos, forças nas escoras e ainda, os esforços na parede.

2.5.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Antes da referida análise, apresentam-se na tabela 2.4 os valores correspondentes ao coeficiente de segurança relativamente à rotura de fundo e ao ângulo de resistência ao corte no colapso, obtidos pelo Plaxis e pela expressão de Costet e Sanglerat (1975), para os três modelos. São apresentados dois resultados para Costet e Sanglerat. Na primeira linha os coeficientes de segurança são obtidos através da expressão 2.3 e portanto dependentes do valor de ϕ'_{col} , tal como o valor obtido do Plaxis. Na segunda os valores apresentados são os correspondentes à igualdade da inequação 1.17. Trata-se do valor do coeficiente FS_{rf} para o qual se dá a igualdade da inequação 1.18, já anteriormente referida em 1.3.2. Observando apenas a primeira linha de resultados, constata-se que os valores de Costet e Sanglerat são mais conservativos, contudo são bastante próximos dos resultados do Plaxis. No caso do modelo C a diferença entre os resultados é mais acentuada. Observa-se também que os coeficientes de segurança obtidos pela expressão 1.17 são bastante superiores que os primeiros. É ainda de notar que nos casos A e B os ângulos de resistência ao corte no colapso são ambos muito baixos, o que significa que nestes casos, este tipo de colapso é muito improvável.

Tabela 2.4: Verificação da segurança - caso base.

Modelo	A		B		C	
	Plaxis	Costet e Sanglerat	Plaxis	Costet e Sanglerat	Plaxis	Costet e Sanglerat
FS_{rf}	3,648	3,500	2,444	2,280	1,765	1,480
FS_{rf}^{CS}		7,760		4,940		2,510
$\phi'_{col} [^\circ]$	9,0	9,4	13,3	14,2	18,1	21,4

2.5.2 Verificação ao levantamento hidráulico

Na figura 2.6 é apresentada a carga hidráulica no solo referente à fase 8, podendo através da mesma observar-se a distribuição das linhas equipotenciais.

A verificação ao levantamento hidráulico é feita no modelo C (único em que há percolação) através da análise do bloco de solo do lado passivo da escavação, como referido no capítulo anterior, e usando a distribuição de pressões que resulta do cálculo do escoamento (figura 2.7):

$$\begin{aligned}
 G' &= 281,3kN/m \\
 U &= 399,2kN/m \\
 U_{perc} &= 117,95kN/m \\
 FS_{lh} &= 2,38
 \end{aligned}$$

O valor do coeficiente de segurança obtido é superior a 1, pois $G' > U_{perc}$, o que significa que o colapso não ocorre devido ao levantamento hidráulico neste modelo. Por outro lado, o fato de o valor obtido ser relativamente elevado (2,38) levaria a que se concluísse, numa estrutura deste tipo, que a segurança em relação a esse modo de rotura estaria verificada. Note-se, no entanto, que o valor obtido na análise por elementos finitos para o coeficiente de segurança em relação à rotura de fundo é bastante menor (1,765).

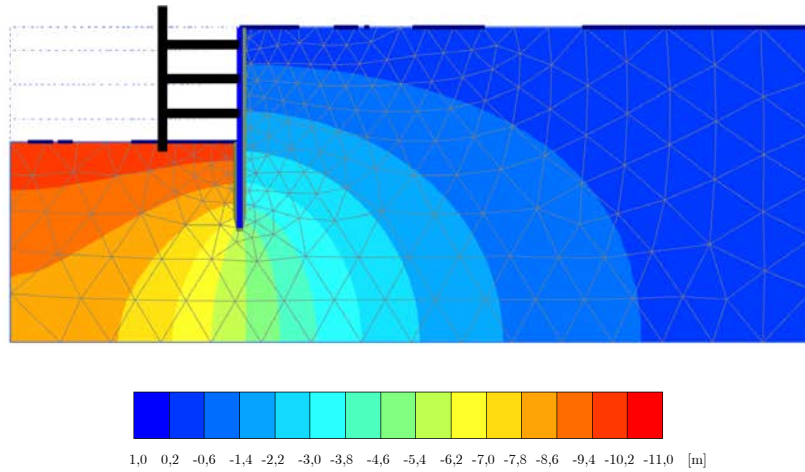


Figura 2.6: Carga hidráulica - Fase 8.

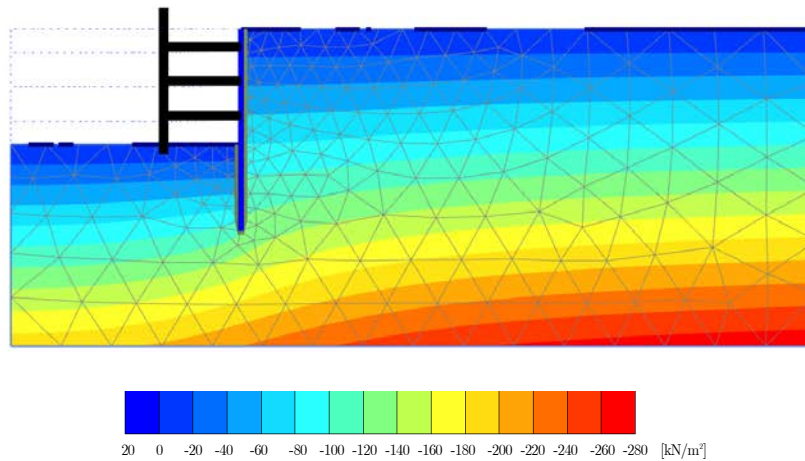


Figura 2.7: Pressão intersticial - Fase 8.

2.5.3 Deslocamentos totais

Seguidamente é apresentada a evolução dos deslocamentos totais ao longo das várias fases de escavação e no colapso. Na figura 2.8 são apresentados os resultados para os três modelos, referentes às fases 2, 4 e 6. Na figura 2.9 pode observar-se a fase 8 e o colapso, para os mesmos casos.

Através da análise das figuras referidas pode constatar-se o seguinte:

- ao longo das várias fases, o modelo A apresenta valores de deslocamento inferiores aos restantes modelos, enquanto o modelo C apresenta os maiores valores;
- os deslocamentos mais significativos nos modelos A e B ocorrem no interior da escavação, enquanto que no modelo C, ocorrem no tardo da parede;
- no colapso a distribuição dos deslocamentos é semelhante nos três modelos, podendo notar-se uma menor largura de solo envolvido no colapso, do lado do solo suportado no caso do modelo C.

Recorde-se que a legenda associada aos deslocamentos no colapso não tem significado físico.

2.5.4 Deslocamentos verticais

A evolução dos deslocamentos verticais ao longo do faseamento construtivo e no colapso pode ser observada nas figuras 2.10 e 2.11, onde são apresentados os resultados para os três modelos em estudo. Através da observação das figuras referidas constata-se o seguinte:

- no decorrer do faseamento construtivo os deslocamentos no lado da escavação aumentam positivamente (movimento ascendente), traduzindo um empolamento do solo no fundo da escavação. Este fenómeno deve-se ao fato do solo sofrer uma descompressão provocada pelo alívio de tensões verticais após a realização de cada nível de escavação;
- os deslocamentos verticais ascendentes são mais significativos no modelo B;
- no tardo da contenção os deslocamentos aumentam negativamente (movimento descendente), traduzindo um aumento da compressão nessa zona;
- os deslocamentos verticais descendentes, no tardo, são mais significativos no modelo C;
- no colapso os deslocamentos apresentam uma distribuição semelhante nos três modelos, contudo, à semelhança dos deslocamentos totais, consegue observar-se uma menor largura de solo envolvido no colapso do lado do solo suportado no modelo C.

2.5.5 Deslocamentos horizontais

Para finalizar a análise referente aos deslocamentos tem-se a evolução dos deslocamentos horizontais, como é apresentado nas figuras 2.12 e 2.13. Através da análise das mesmas constata-se que:

- os deslocamentos horizontais são bastante reduzidos nos modelos A e B, comparativamente com o C;
- os deslocamentos mais significativos ocorrem ao nível da escavação junto da parede, tanto do lado ativo como passivo. Como são valores negativos traduzem compressão nessa zona;
- no colapso, a distribuição dos deslocamentos, à semelhança dos resultados apresentados anteriormente, é praticamente idêntica.

2.5.6 Deslocamentos da parede e no tardo

Os deslocamentos da parede e no tardo da mesma, ao longo das fases construtivas, são ilustrados na figura 2.14. Na figura 2.15 são apresentados os resultados no colapso.

Através da observação das mesmas constata-se que:

- na fase 2, os modelos A e B apresentam deslocamentos praticamente nulos;
- em todas as fases, o modelo C apresenta deslocamentos superiores aos dos modelos A e B, tanto da cortina, como no tardo da mesma;

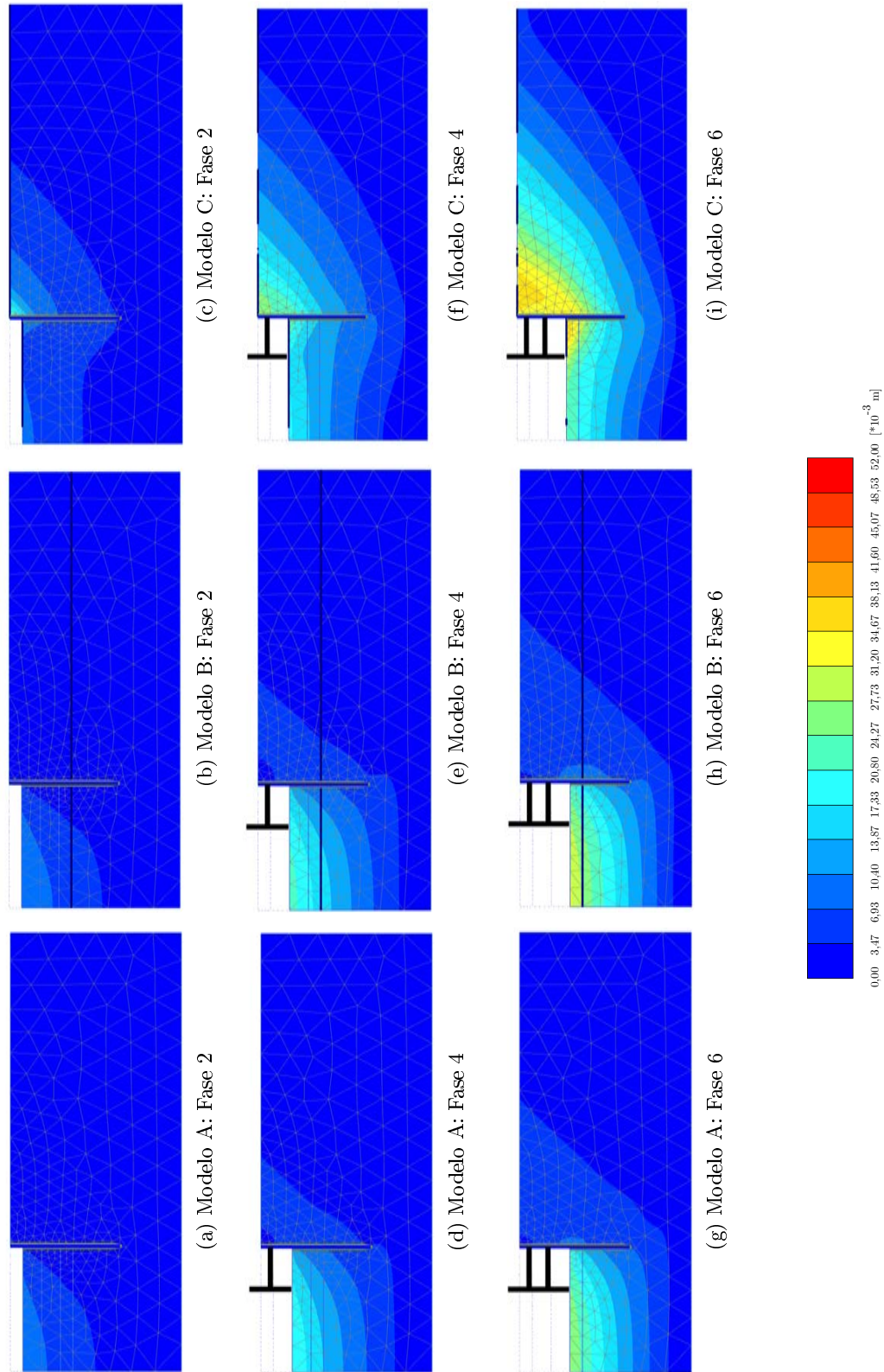


Figura 2.8: Deslocamentos totais - Fases 2, 4 e 6.

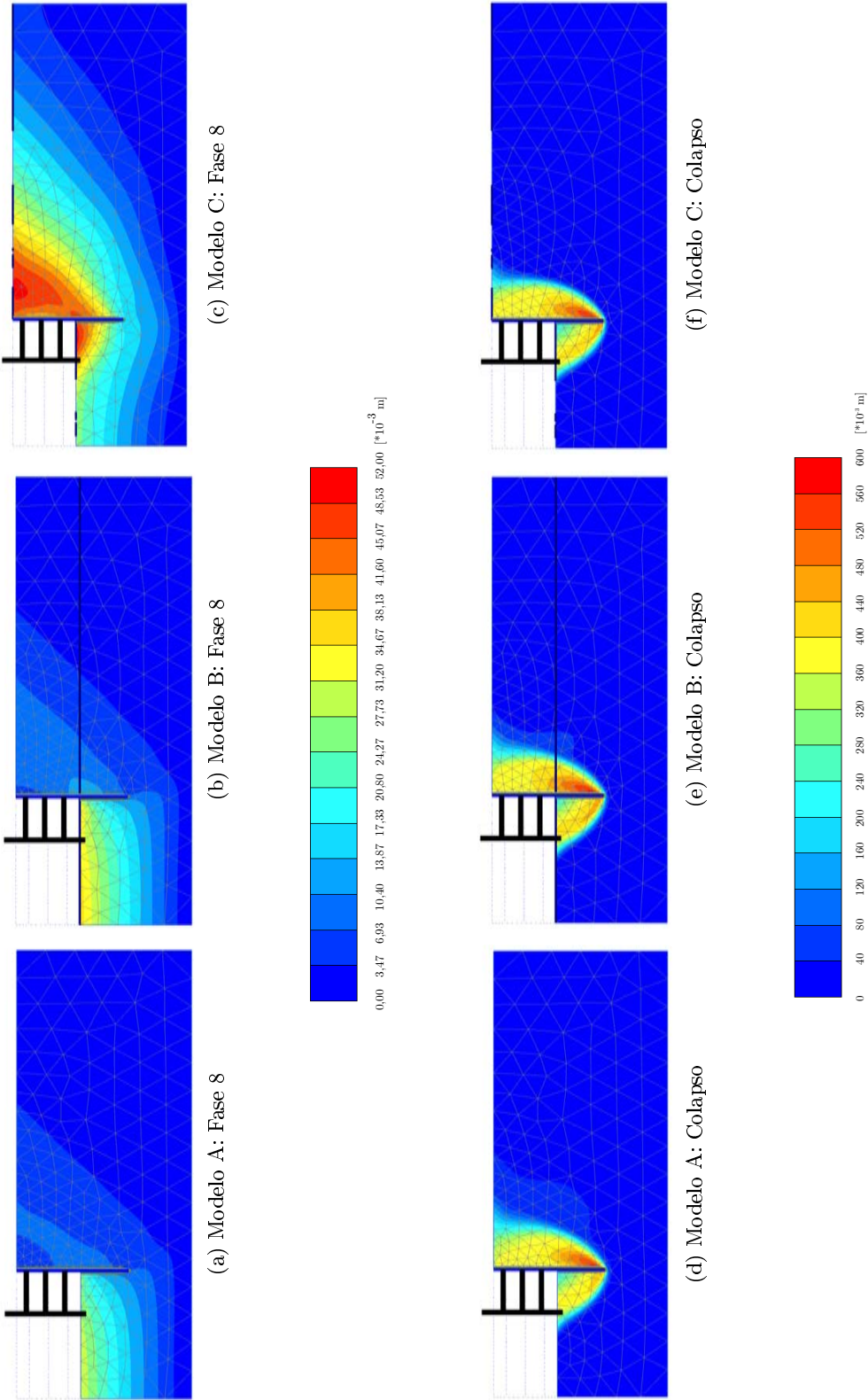


Figura 2.9: Deslocamentos totais - Fase 8 e colapso.

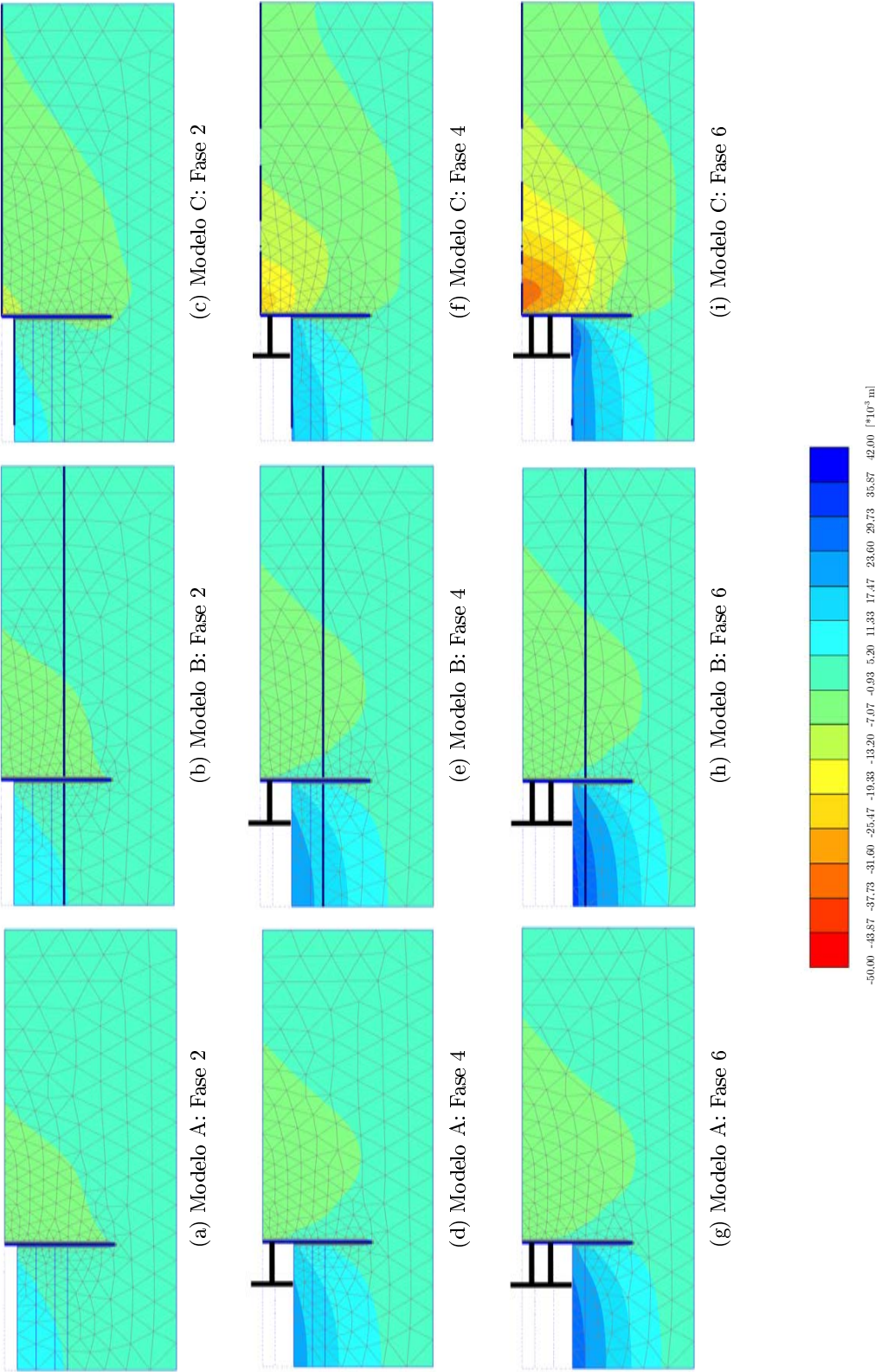


Figura 2.10: Deslocamentos verticais - Fases 2, 4 e 6.

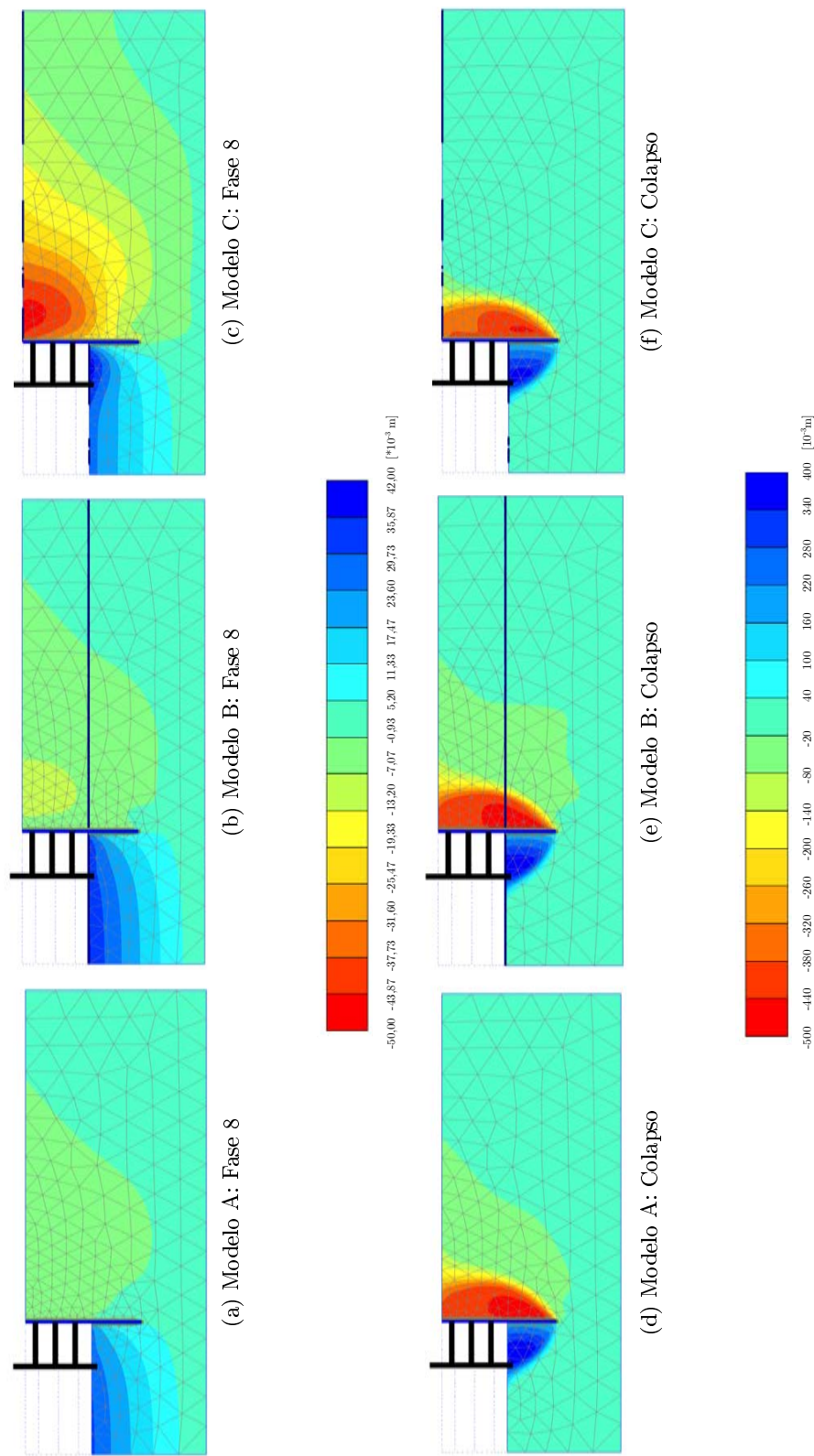


Figura 2.11: Deslocamentos verticais - Fase 8 e colapso.

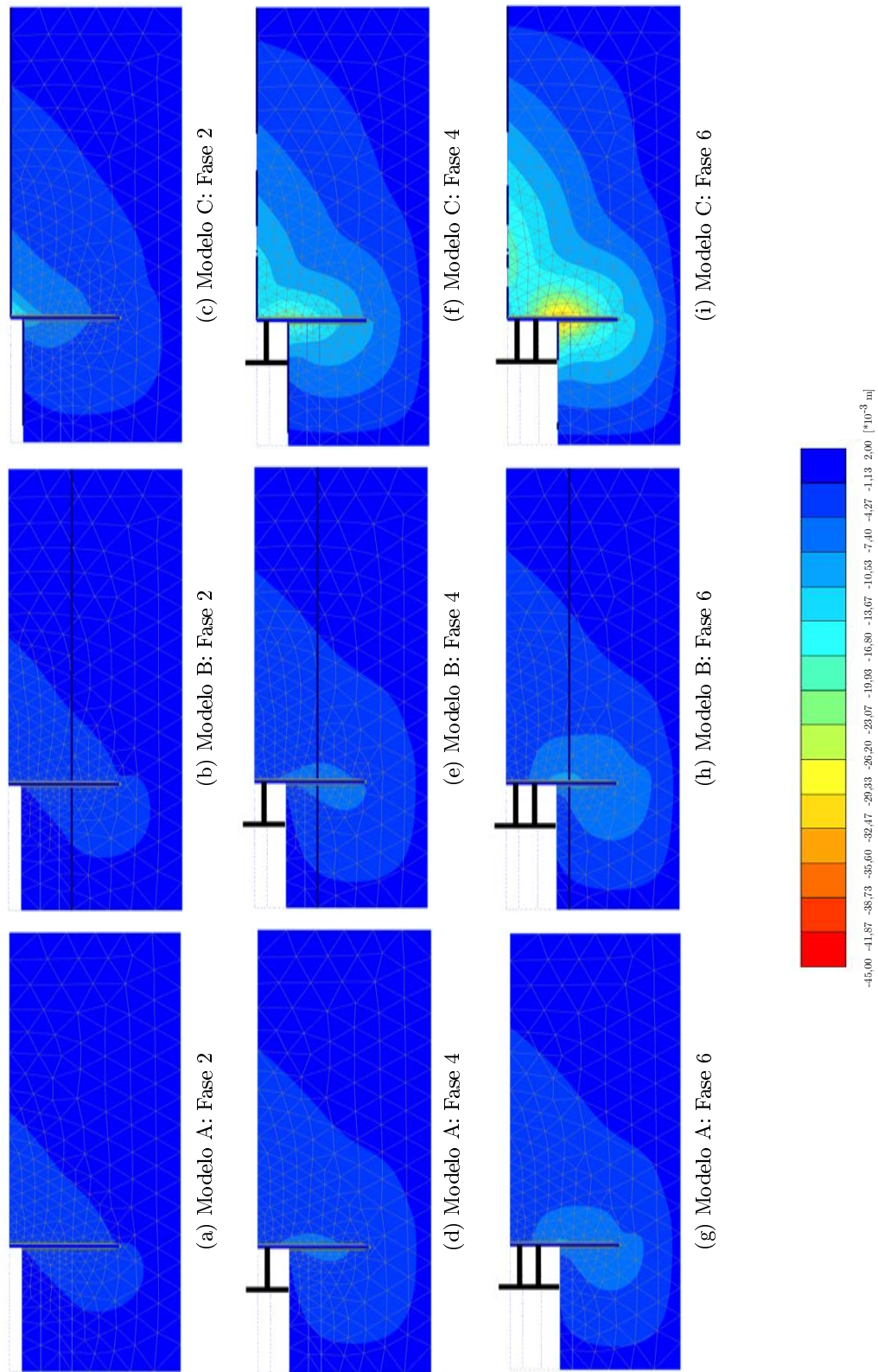


Figura 2.12: Deslocamentos horizontais - Fases 2, 4 e 6.

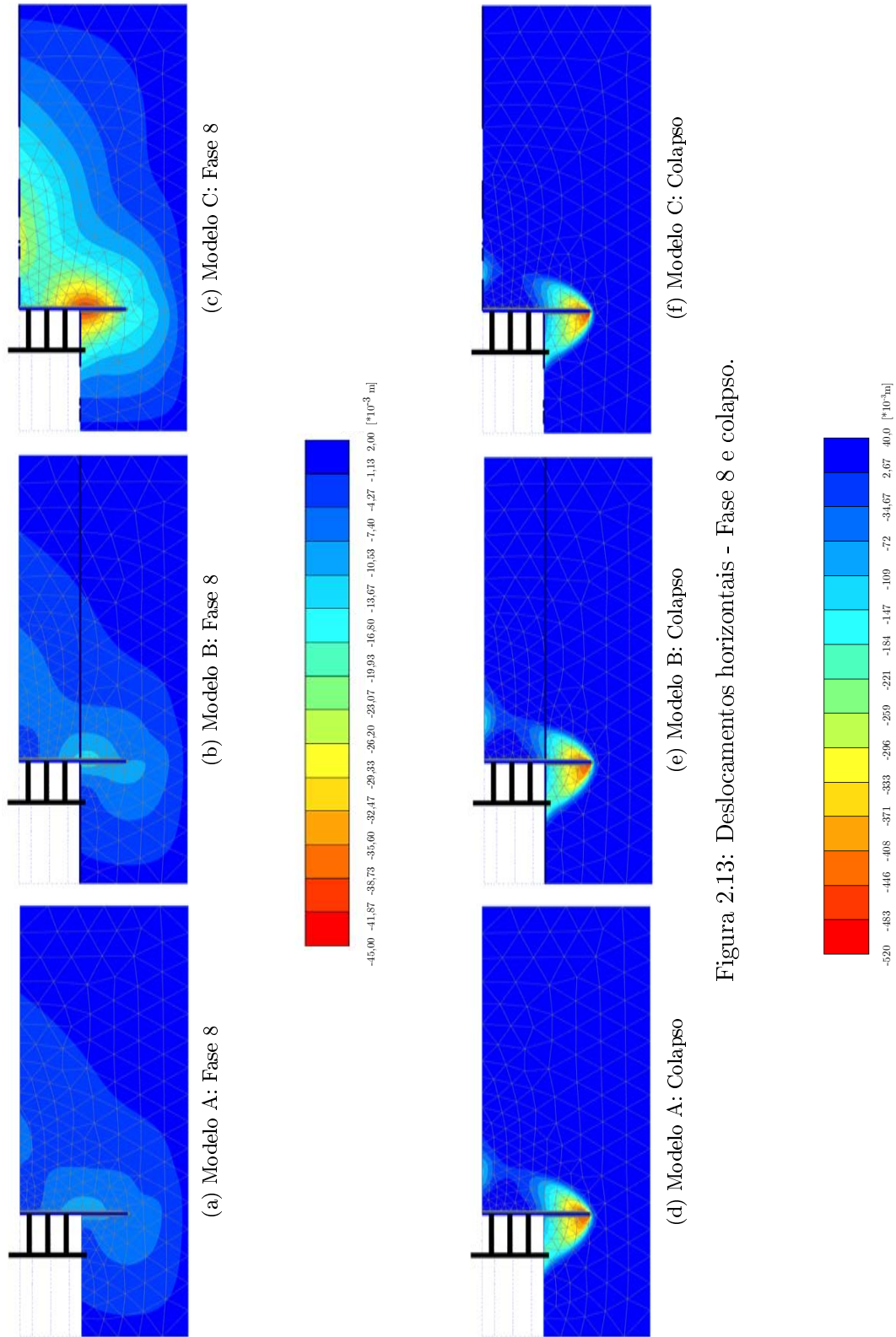
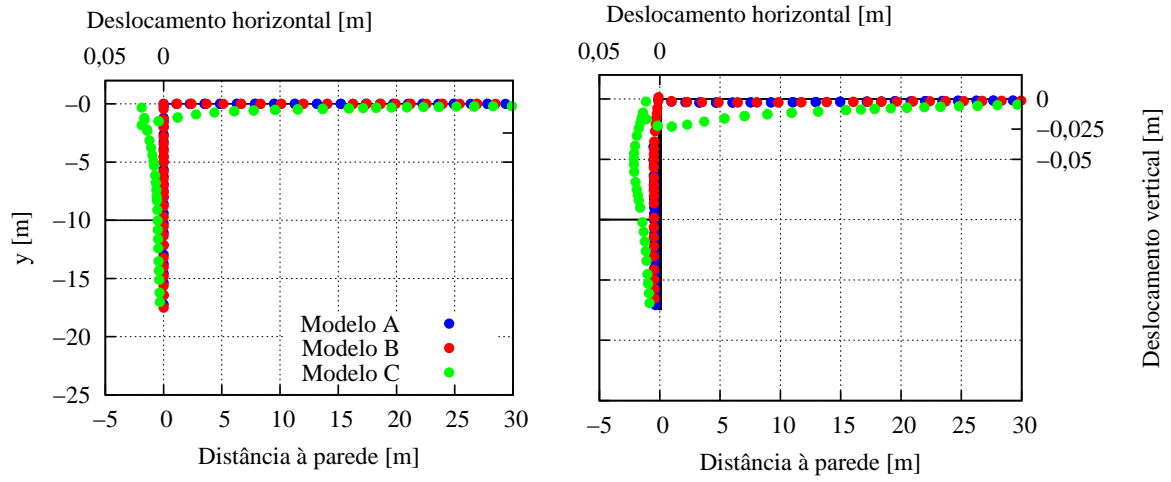
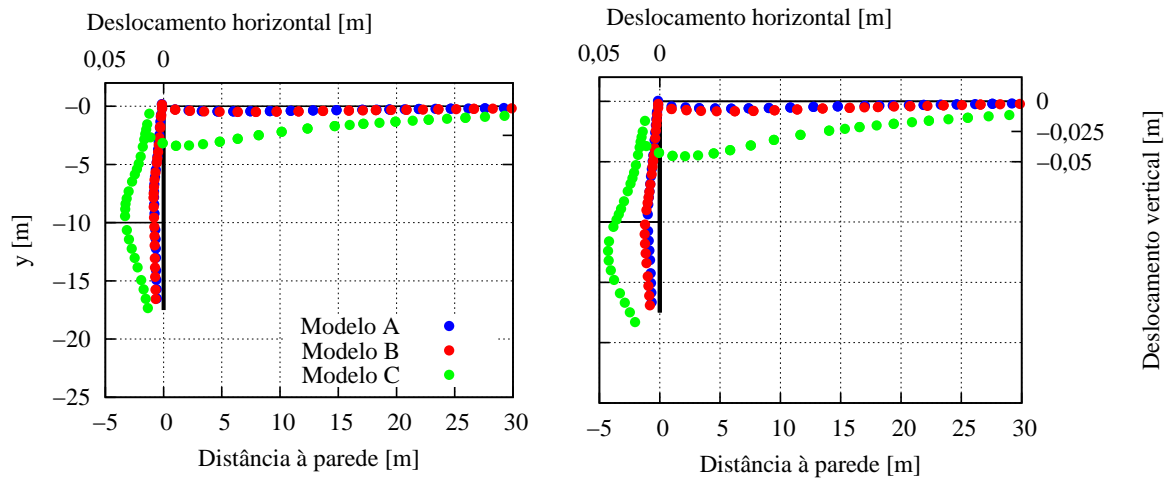


Figura 2.13: Deslocamentos horizontais - Fase 8 e colapso.



(a) Fase 2 (esquerda) e Fase 4 (direita)



(b) Fase 6 (esquerda) e Fase 8 (direita)

Figura 2.14: Deslocamentos da cortina e do solo no tardo - Fases construtivas.

- os maiores deslocamentos no tardo do modelo C ocorrem, como esperado, junto da cortina;
- apesar de apresentarem diferenças relativamente à presença do nível freático, os modelos A e B conduzem a deslocamentos muito semelhantes em todas as fases;
- no colapso os deslocamentos são condicionados pelo deslocamento horizontal do pé da cortina e pelo seu assentamento, o que é mais notório no modelo C.

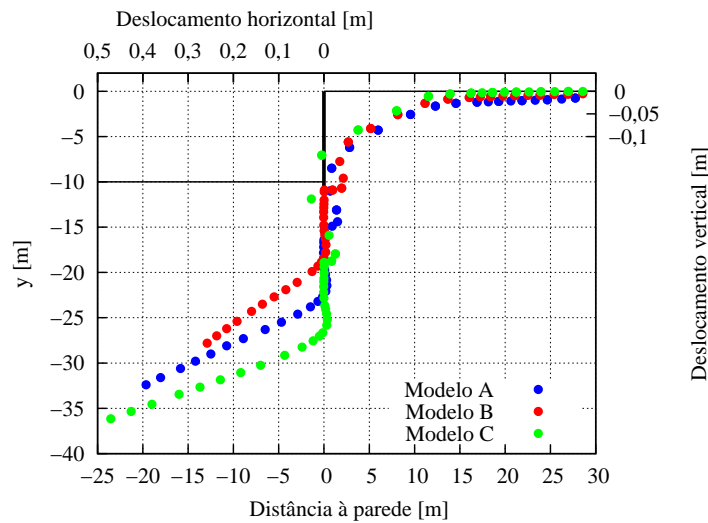


Figura 2.15: Deslocamentos da cortina e do solo no tardoz - Colapso.

2.5.7 Deformada

Na figura 2.16 são apresentadas as deformadas no colapso dos três modelos que constituem o caso base. Nesta figura observa-se que em todos os modelos a altura enterrada da cortina está significativamente deformada, como se de uma consola se tratasse.

2.5.8 Tensões de corte relativas

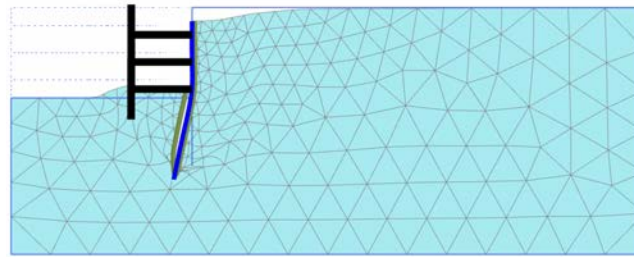
As figuras 2.17 e 2.18 apresentam a evolução das tensões relativas ao longo do faseamento construtivo e no colapso. Observa-se assim que:

- as tensões de corte relativas são inferiores no modelo A e superiores no C;
- os maiores valores de tensão ocorrem à superfície, no tardoz da contenção e ao nível de cada fase de escavação;
- no colapso é atingida a tensão máxima em quase todos os pontos dos três modelos estudados.

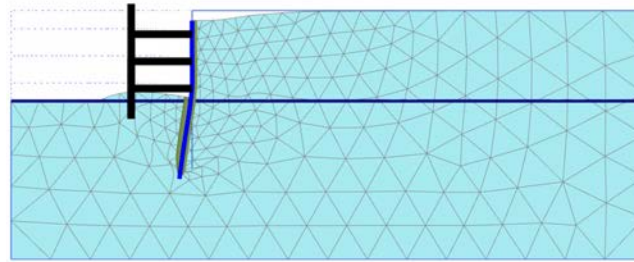
2.5.9 Pontos plásticos

A evolução dos pontos plásticos ao longo das fases de escavação pode ser observada nas figuras 2.19 e 2.20. Através da observação das mesmas constata-se o seguinte:

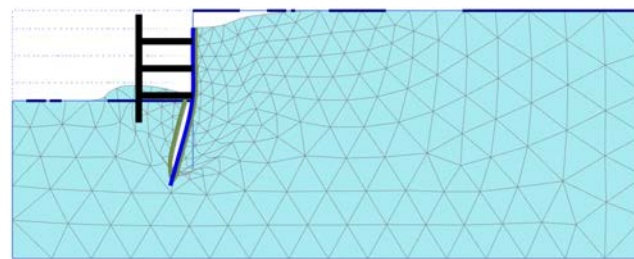
- os pontos plásticos têm maior ocorrência na interface solo-estrutura, no fundo de cada nível de escavação, bem como no tardoz da parede;
- o modelo C apresenta um maior número de pontos plásticos em relação ao A e B;
- nesta análise não é evidente ainda a formação de uma superfície de rotura na fase 8.



(a) Modelo A



(b) Modelo B



(c) Modelo C

Figura 2.16: Deformadas no colapso dos modelos A, B e C.

2.5.10 Forças nas escoras

As forças resultantes nas escoras para cada fase de escavação e colapso apresentam-se na tabela 2.5, onde se encontram os resultados para os modelos A, B e C. Note-se que os valores positivos correspondem a compressão e os negativos a tração.

Da análise da tabela em questão pode reter-se o seguinte:

- verifica-se para os três modelos que a primeira escora é mais solicitada na segunda escavação, enquanto que a segunda escora é mais solicitada na terceira;
- no último nível de escavação (4ª Escavação) a escora mais solicitada é a terceira;
- verifica-se também que o modelo C está associado às maiores forças nas escoras e o modelo A, às menores, justificado pelas pressões de água no tardo da cortina;
- no colapso observa-se que as forças nas escoras dos modelos A e C são muito semelhantes, mais semelhantes do que A e B ou B e C;

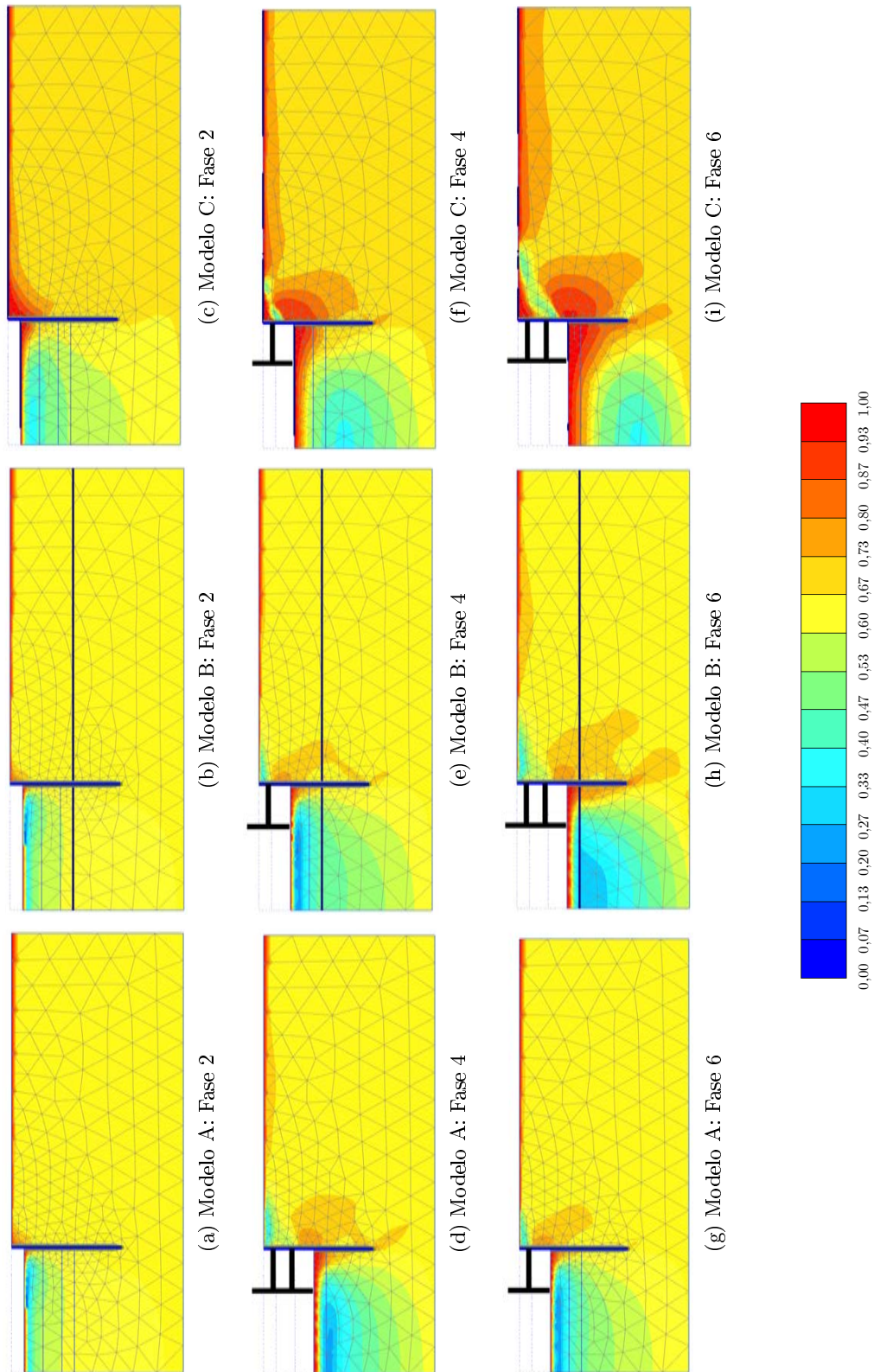


Figura 2.17: Evolução das tensões relativas de corte - Fases 2, 4 e 6

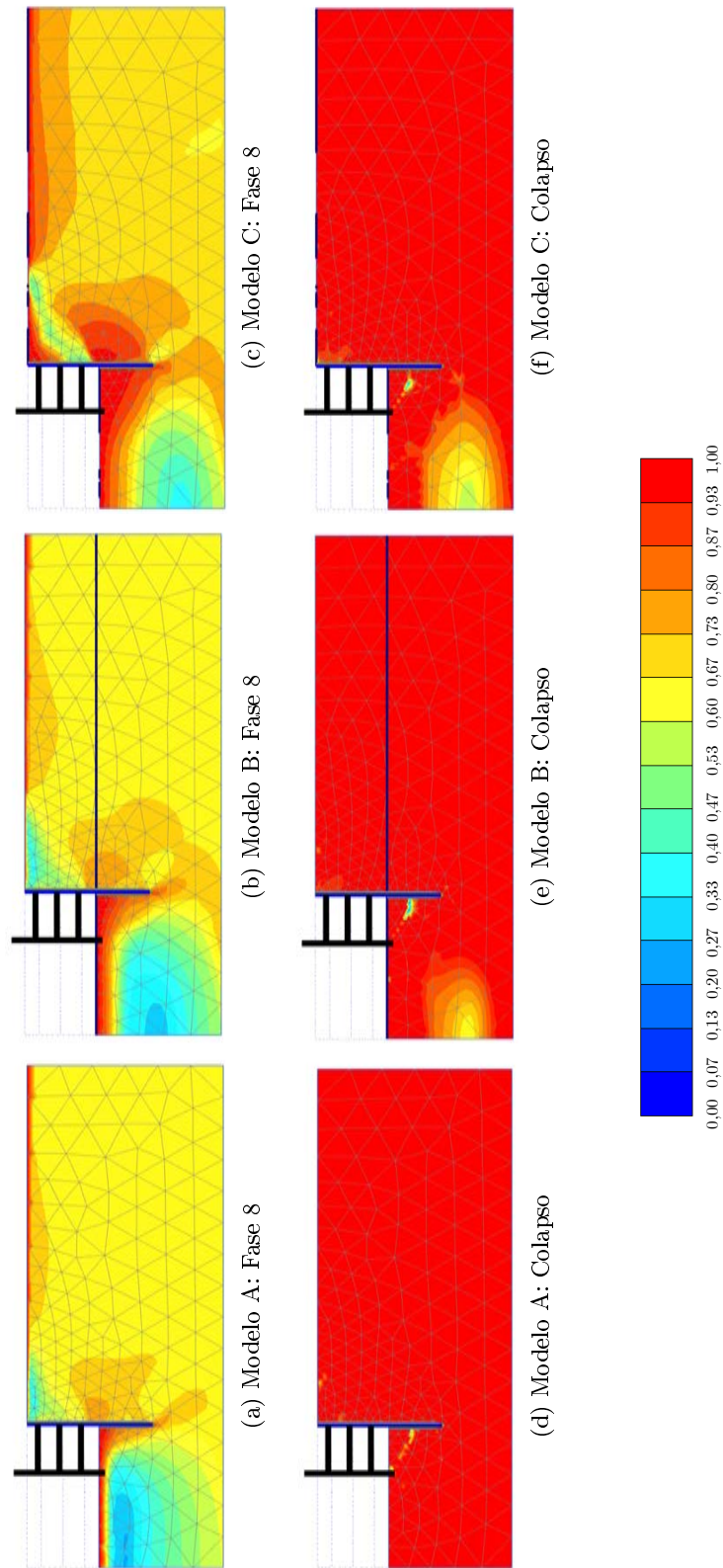


Figura 2.18: Tensões relativas - Fase 8 e colapso.

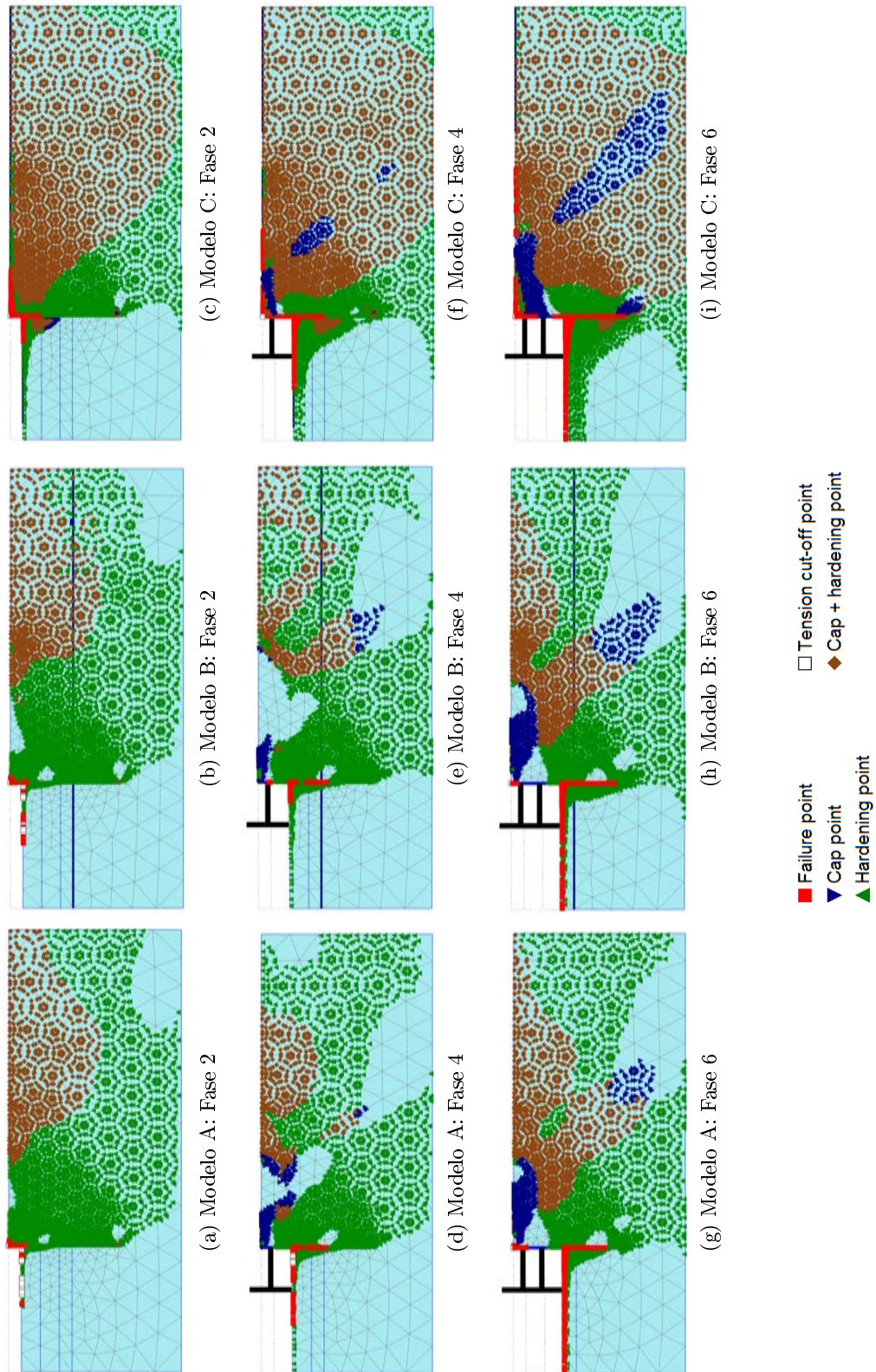


Figura 2.19: Pontos plásticos - Fase 2, 4 e 6.

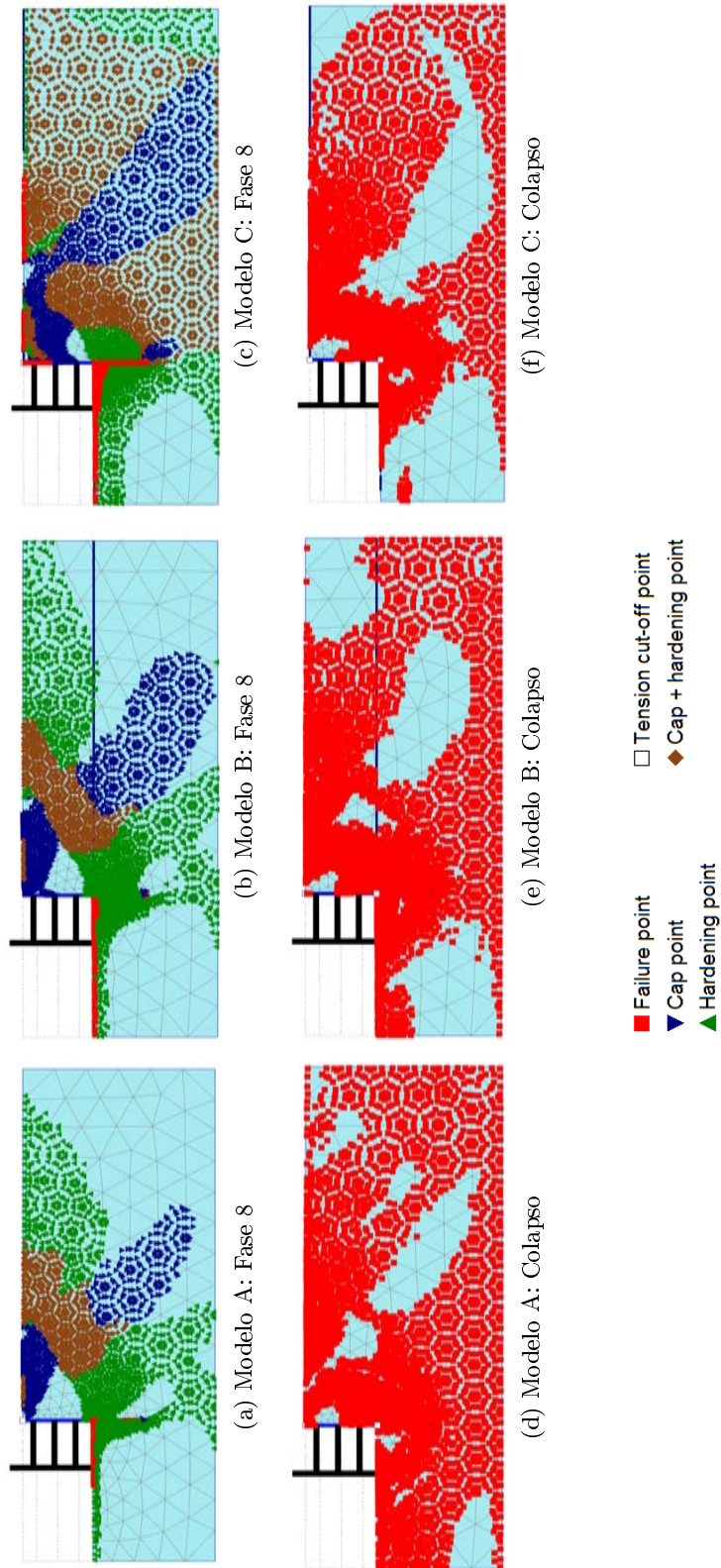


Figura 2.20: Pontos plásticos - Fase 8 e colapso.

- no colapso verifica-se ainda que a primeira escora é a menos solicitada, enquanto a terceira apresenta a maior força. A segunda escora, que até à quarta escavação estava à compressão, passa a ter um esforço de tração.

Tabela 2.5: Evolução das forças das escoras [kN/m].

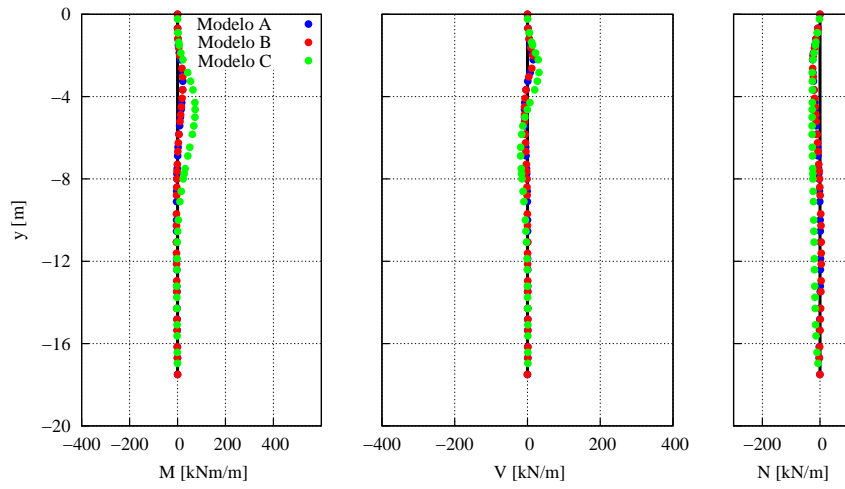
Modelo	Escora		
A	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	70,392	—	—
3 ^a Escavação	31,319	201,526	—
4 ^a Escavação	40,486	176,040	205,250
Colapso	244,651	−813,253	2224,637
B	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	68,691	—	—
3 ^a Escavação	30,536	217,774	—
4 ^a Escavação	49,221	183,675	280,867
Colapso	208,334	−487,050	1840,641
C	1 ^a	2 ^a	3 ^a
2 ^a Escavação	161,632	—	—
3 ^a Escavação	32,216	485,474	—
4 ^a Escavação	51,203	377,170	480,849
Colapso	223,450	−817,492	2251,626

2.5.11 Esforços na parede

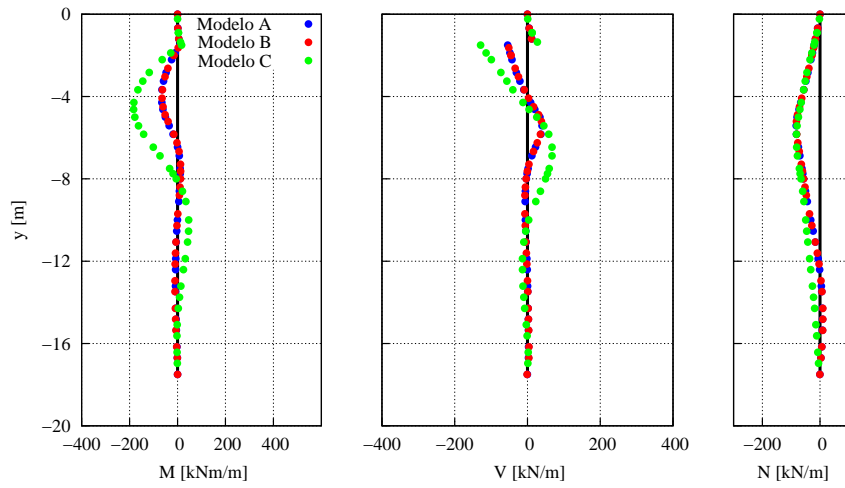
Os esforços instalados na cortina durante o faseamento construtivo e no colapso podem ser analisados nas figuras 2.21 (Fases 2, 4 e 6) e 2.22 (Fase 8 e colapso).

Através da observação das referidas figuras pode constatar-se o seguinte:

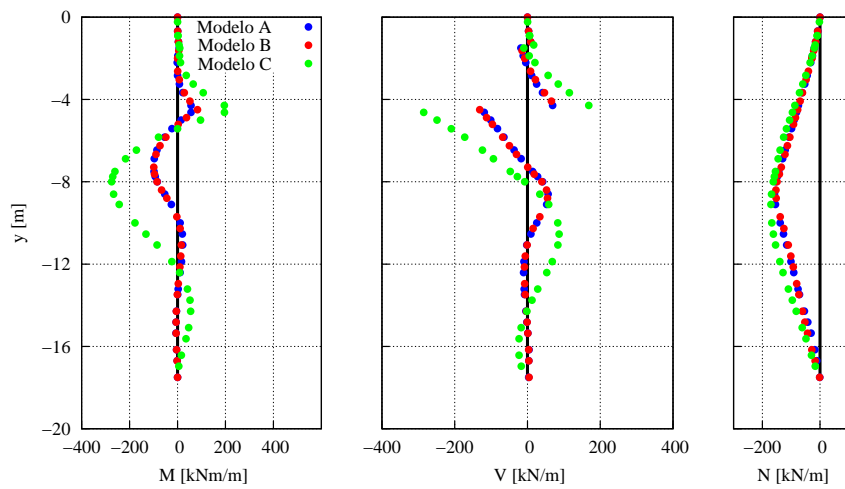
- os esforços correspondentes ao modelo C são consideravelmente superiores aos modelos A e B como espetável. Tal deve-se ao acréscimo de tensões no tardo da cortina, provocado pela presença do nível freático;
- as diferenças entre os valores dos esforços são mais significativas nos diagramas de momento fletor e esforço transversal;
- devido à alteração do sistema estrutural consoante o faseamento construtivo, é necessário ter atenção ao cálculo de momentos positivos e negativos;
- no colapso a diferença entre os esforços dos três modelos é muito reduzida, comparativamente com as fases anteriores;
- comparativamente com a fase 8, no colapso o esforço axial sofre um decréscimo.



(a) Fase 2



(b) Fase 4



(c) Fase 6

Figura 2.21: Esforços na cortina - Fases 2, 4 e 6.

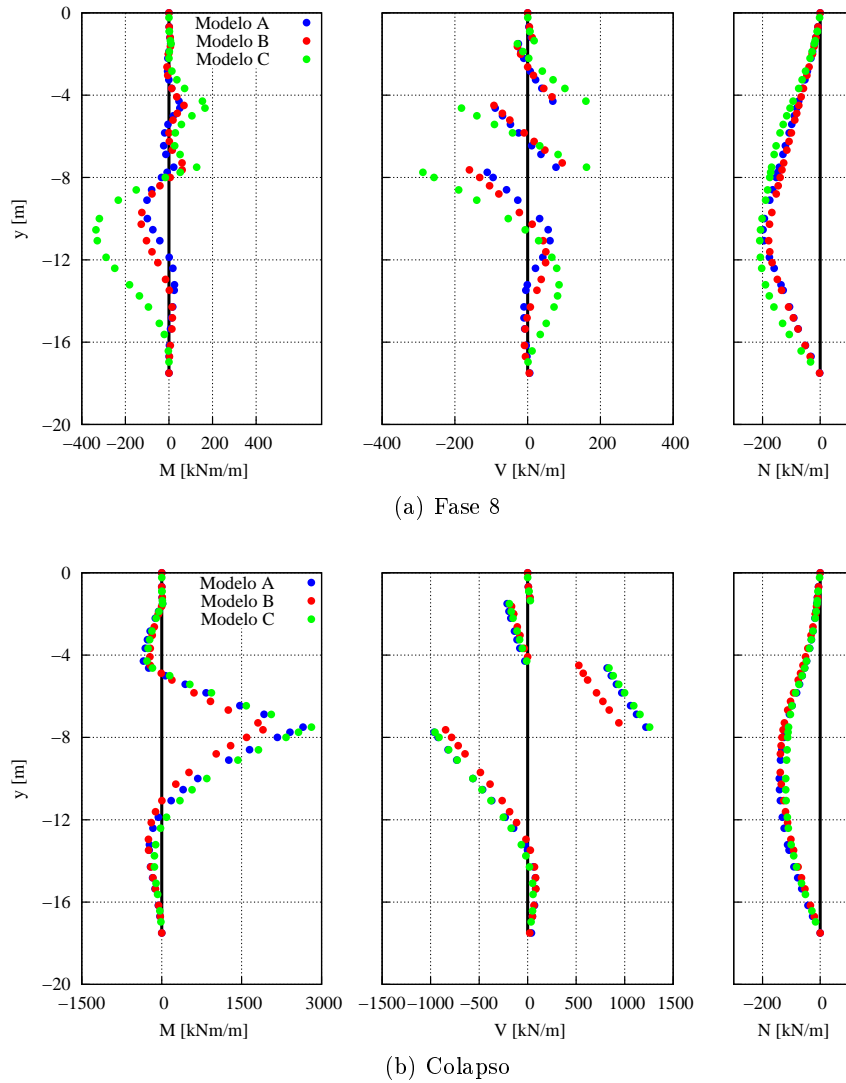


Figura 2.22: Esforços na cortina - Fase 8 e colapso.

2.6 Observações finais

A análise conjunta das figuras que mostram os deslocamentos da cortina na última fase (colapso) e os deslocamentos no maciço evidencia que o colapso observado apresenta uma figura de rotura diferente da que se observa em condições não drenadas como apresentado na figura 1.2, em que o mecanismo de colapso envolve completamente a cortina de contenção, não sendo limitada inferiormente pelo pé desta como é o caso ilustrado pelas figuras 2.9, 2.11 e 2.13.

A causa deste modo de rotura parece, assim, relacionar-se com os deslocamentos da cortina na sua profundidade enterrada, que se movimentam lateralmente o suficiente para, no colapso, quando ao solo são atribuídos os parâmetros reduzidos, se mobilizarem superfícies à esquerda e à direita do tipo dos que estão associados a impulsos passivo e ativo. É, portanto, de colocar em questão se o modo de rotura ilustrado é, de fato, de rotura de fundo, apesar de, no entanto, ter inegável interesse prático, dado ser, aparentemente, causado pela deformabi-

Capítulo 2. Caso base

lidade da cortina. É assim interessante iniciar o estudo paramétrico pelo estudo do efeito da deformabilidade da cortina de contenção, o que se fará no capítulo 3.

Capítulo 3

Estudo paramétrico referente aos aspetos estruturais

3.1 Introdução

Tomando como referência o modelo C do caso base anteriormente apresentado, é desenvolvido no presente capítulo o estudo paramétrico referente aos parâmetros estruturais do problema, nomeadamente a rigidez à flexão da parede de contenção (EI) e a rigidez axial das escoras (EA).

Através deste estudo pretende-se determinar a influência dos referidos parâmetros no colapso da estrutura. Como tal, serão estudados vários valores para cada um dos parâmetros em análise.

3.2 Influência da rigidez à flexão da parede

3.2.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Para o estudo da influência da rigidez à flexão da parede consideraram-se várias rigidezes num intervalo entre $10000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ e $16000000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ($100\times$ o valor de EI adotado no caso base, designadamente EI_{cb}). Os resultados obtidos pelo Plaxis para o ângulo de resistência ao corte no colapso apresentam-se na figura 3.1(a).

Através da análise da mesma podem ser constatados alguns aspetos relevantes. Em primeiro lugar verifica-se que a variação da rigidez da parede apresenta um comportamento consistente, isto é, à medida que o valor da rigidez aumenta, o ângulo de atrito no colapso diminui progressivamente. Tal é visível com maior detalhe na figura 3.1(b). Para rigidezes inferiores a aproximadamente $32000 \text{ kNm}^2/\text{m}$, os valores do ângulo de resistência ao corte no colapso obtidos são superiores aos do método analítico de Costet e Sanglerat (1975) que, recorde-se são iguais a $21,4^\circ$ e independentes da rigidez. A partir de uma rigidez igual a $2000000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ o ângulo de atrito no colapso apresenta um valor aproximadamente constante de 11° . Dada a grande variação do ângulo de resistência ao corte no colapso, entre aproximadamente 25° e 11° , verifica-se assim uma forte influência deste parâmetro no colapso.

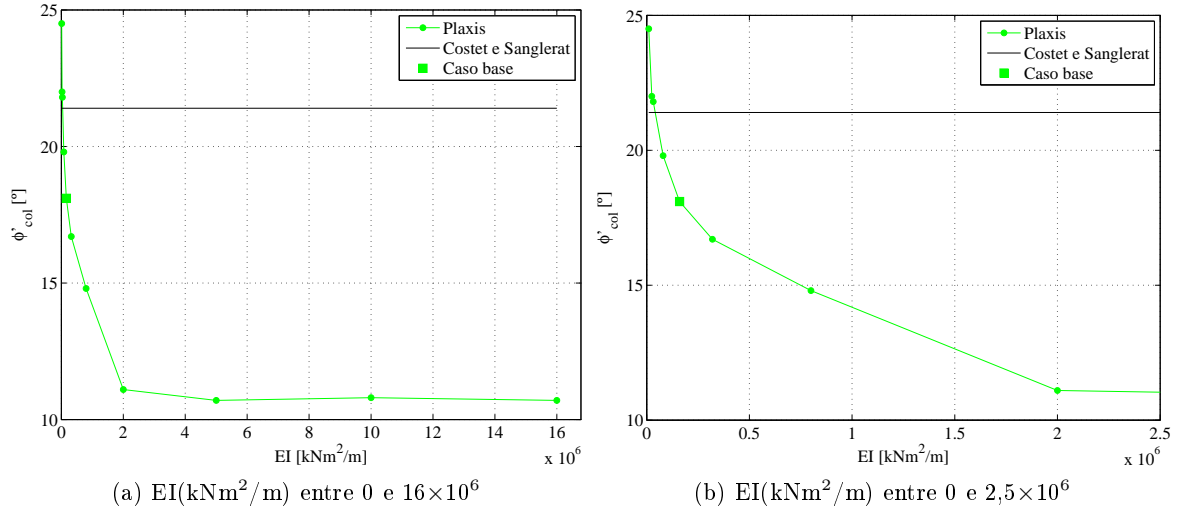


Figura 3.1: Influência da rigidez da parede no ângulo de resistência ao corte no colapso.

3.2.2 Deslocamentos totais

Na figura 3.2 apresentam-se os deslocamentos totais no colapso obtidos para alguns dos valores de rigidez estudados e apresentados na figura 3.1.

Constata-se na referida figura que a distribuição dos deslocamentos totais vai sofrendo alterações com o aumento da rigidez à flexão da cortina. No caso da rigidez igual a $10000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ verifica-se que no pé da cortina o solo não sofre deslocamentos, como ocorre para as restantes rigidezes, até $160000 \text{ kNm}^2/\text{m}$. Já para a rigidez igual a $1500000 \text{ kNm}^2/\text{m}$, este comportamento é alterado. Apesar dos deslocamentos mais significativos ocorrerem no lado ativo, estes também ocorrem abaixo da cortina. Contudo, para rigidezes superiores às referidas, observa-se a existência de deslocamentos bastante significativos abaixo da cortina.

Note-se ainda que é precisamente quando passa a haver deslocamentos abaixo da cortina ($EI=1500000 \text{ kNm}^2/\text{m}$), que se dá início à estabilização do ângulo de atrito no colapso referida anteriormente.

3.2.3 Deslocamentos da cortina

Para melhor compreensão da alteração dos deslocamentos no colapso em função da rigidez, estudaram-se os deslocamentos da cortina antes do colapso (Fase 8) para algumas rigidezes, como é apresentado na figura 3.3. Através da mesma, facilmente se compreende que para rigidezes mais baixas a cortina tem um comportamento flexível, ajustando-se aos deslocamentos do solo. Para rigidezes mais elevadas, aproximadamente a partir de $2000000 \text{ kNm}^2/\text{m}$, a cortina passa a comportar-se como um corpo rígido, justificando assim a existência de deslocamentos abaixo da mesma.

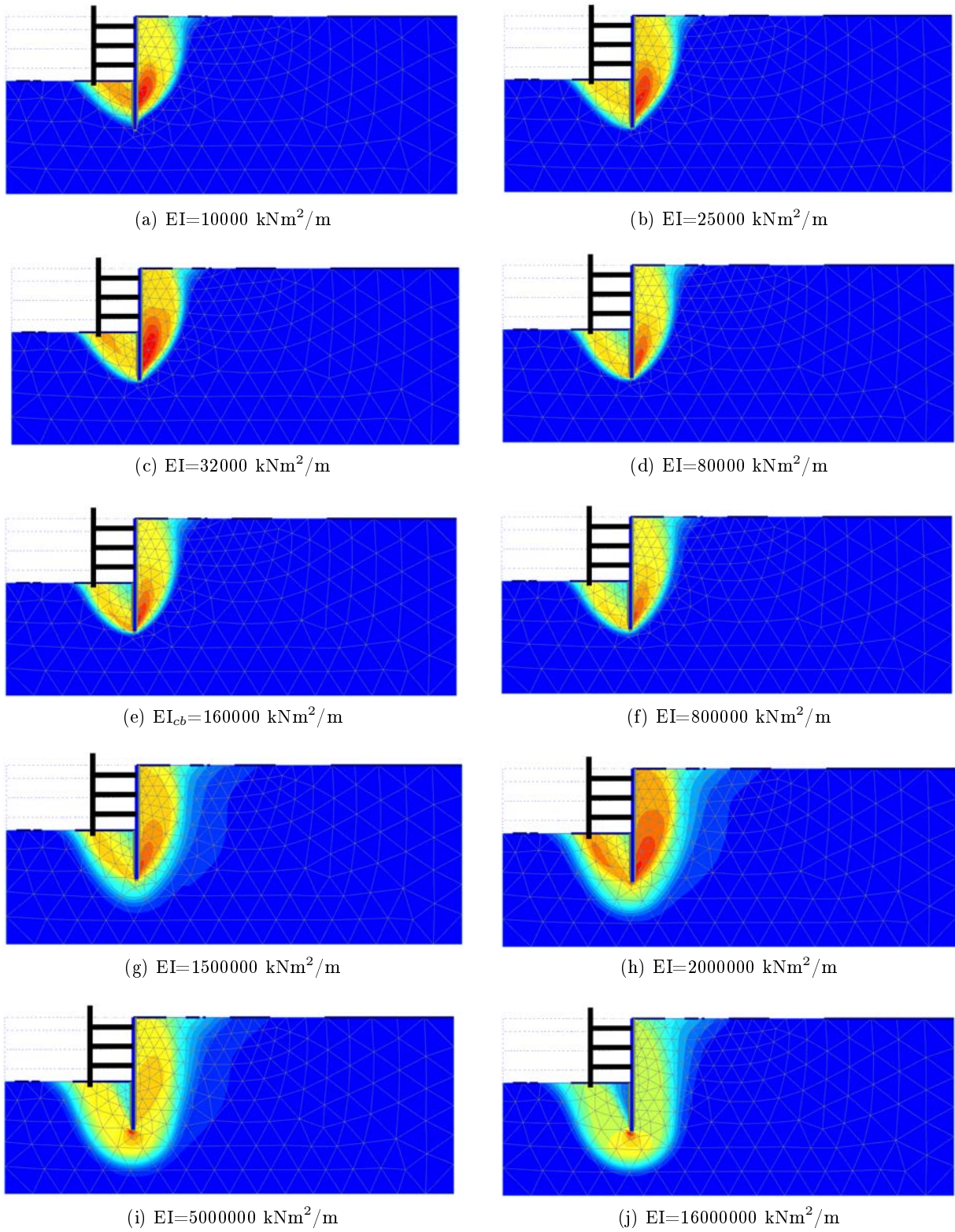


Figura 3.2: Deslocamentos totais no colapso para vários valores de rigidez da parede.

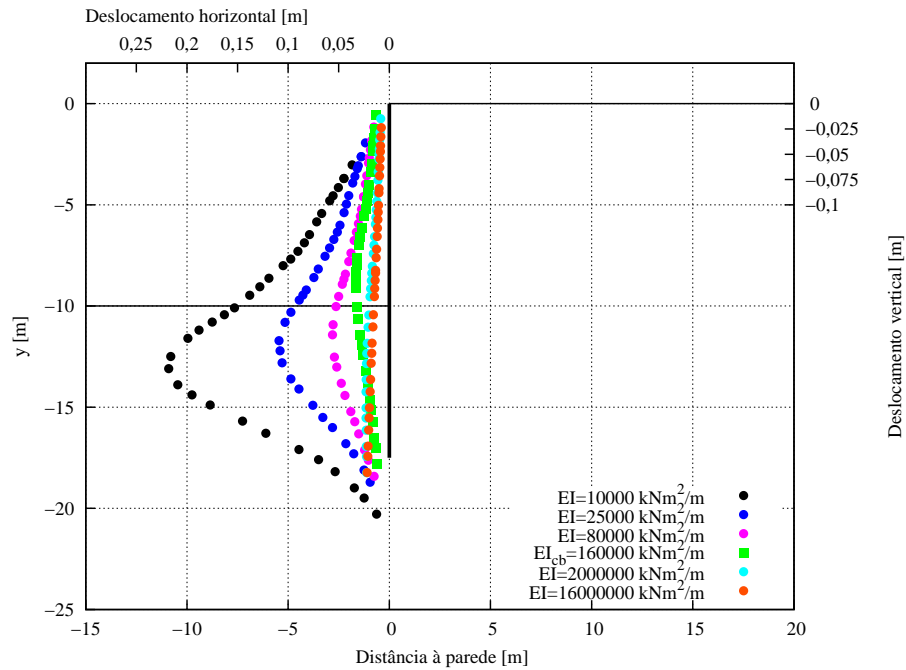


Figura 3.3: Deslocamentos da cortina - Fase 8.

3.2.4 Deformada

Relativamente às rigidezes anteriormente apresentadas, na figura 3.4 podem ser observadas as respetivas deformadas no colapso.

Através desta figura tornar-se assim mais perceptível a evolução do comportamento da cortina com o aumento da sua rigidez à flexão. As considerações feitas anteriormente para a análise dos deslocamentos da cortina são também válidas para as deformadas apresentadas.

3.2.5 Pontos plásticos

Relativamente aos pontos plásticos obtidos na fase 8, na figura 3.5 pode ser observada a evolução dos mesmos para os valores de rigidez anteriormente apresentados na análise dos deslocamentos totais.

Através da observação da referida figura pode constatar-se o seguinte:

- para $EI=10000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ os pontos plásticos indicam a formação de uma possível superfície de rotura;
- à medida que a rigidez da cortina aumenta, o número de pontos plásticos diminui;
- para rigidezes mais elevadas, os pontos plásticos concentram-se principalmente no fundo da escavação e junto da ficha;
- a partir de uma rigidez igual a $2000000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ a variação dos pontos plásticos é mínima, pelo que a distribuição é quase idêntica.

3.2. Influência da rigidez à flexão da parede

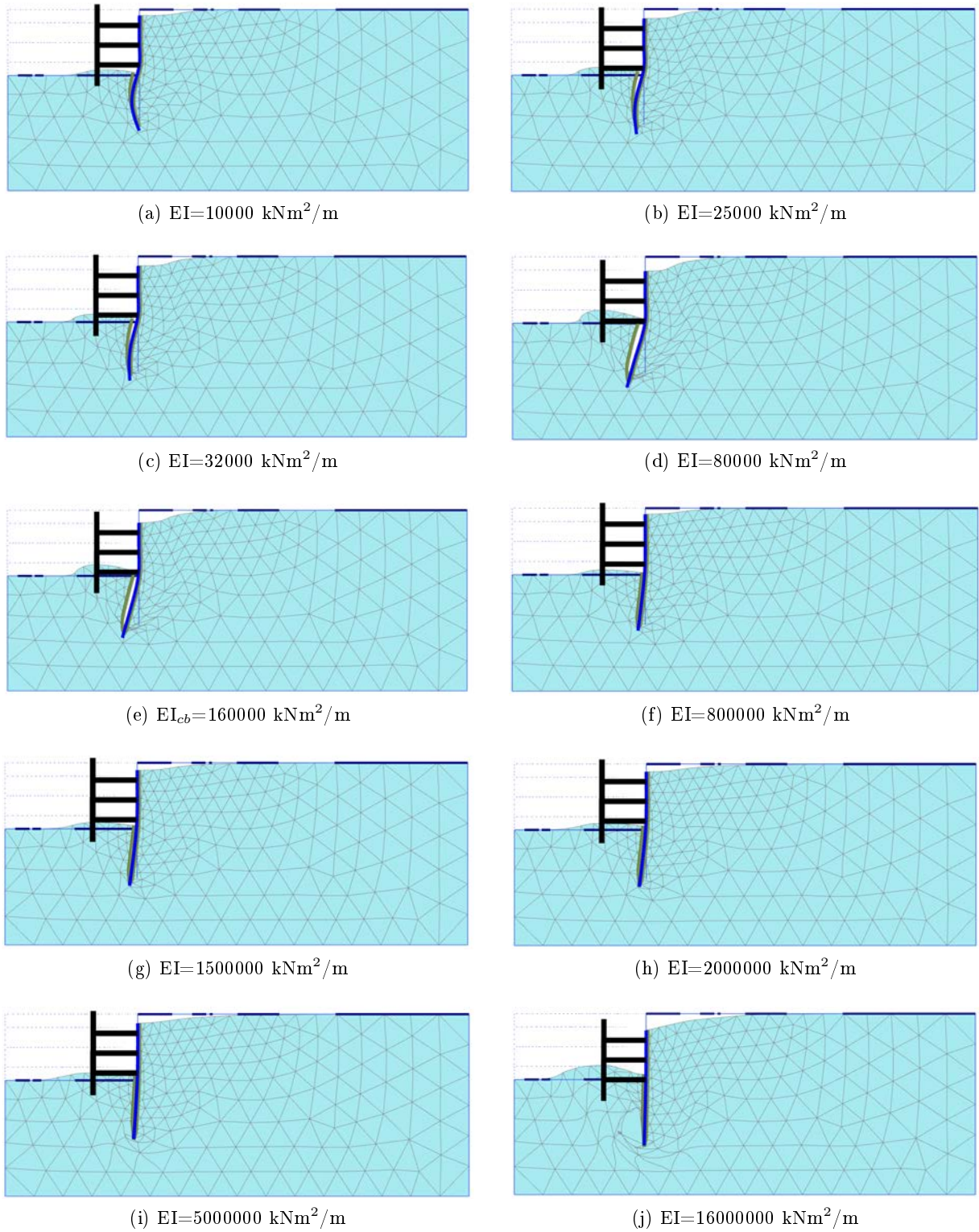


Figura 3.4: Deformada no colapso para vários valores de rigidez da parede.

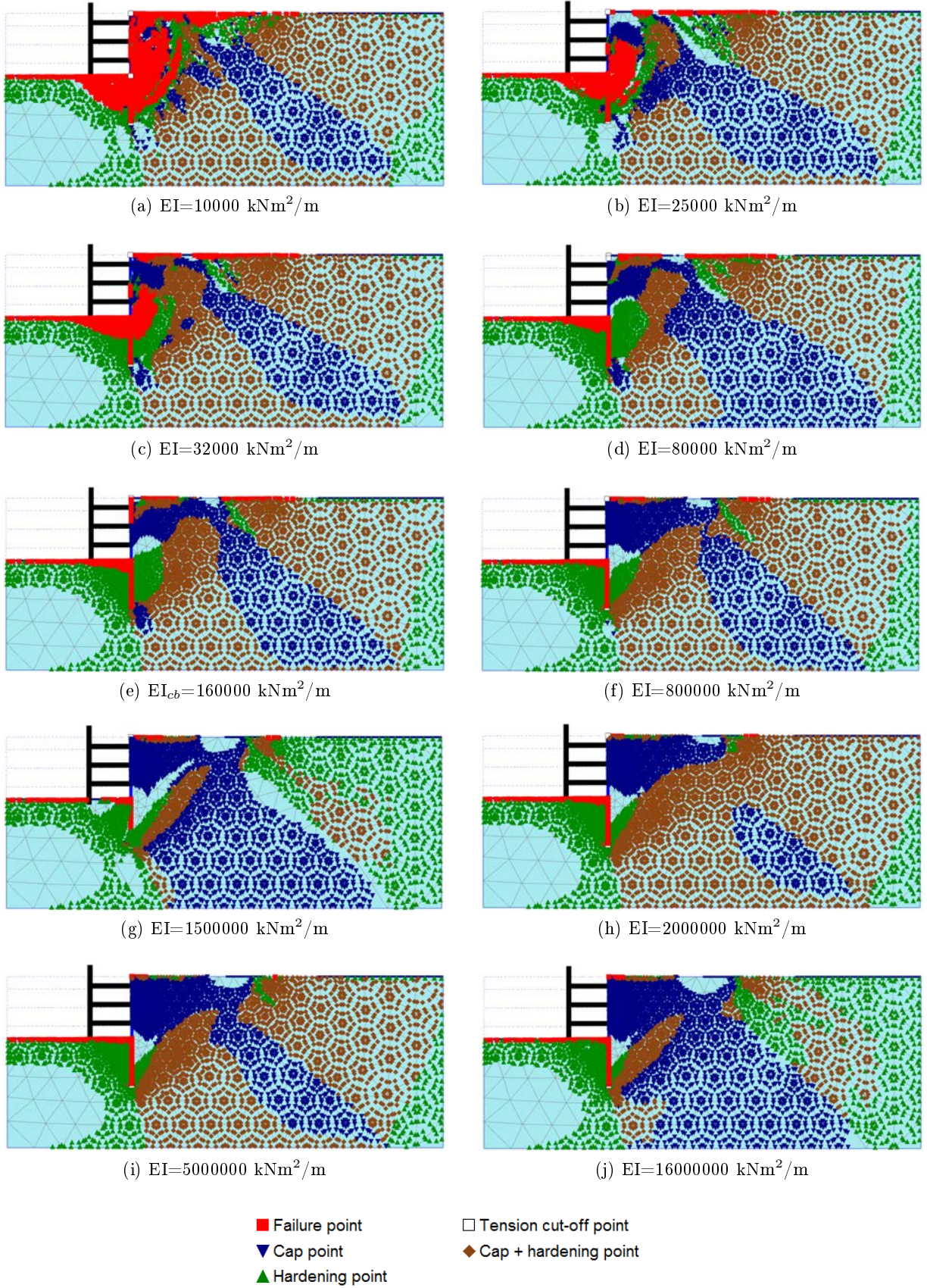


Figura 3.5: Pontos plásticos na fase 8 para vários valores de rigidez da parede.

3.2.6 Observações

Constata-se, com base nos resultados anteriormente apresentados, que a rigidez da parede de contenção constitui um parâmetro de grande influência nos resultados do colapso. De fato, além de provocar uma grande variação no ângulo de atrito no colapso, implica ainda grandes variações na distribuição dos deslocamentos absolutos. Como tal, o estudo paramétrico desenvolvido tanto no presente capítulo como nos posteriores, será feito tendo em conta a rigidez inicialmente adotada no caso base, designada por EI_{cb} , e uma rigidez elevada ($100\times$ superior) o suficiente para que a parede tenha um comportamento de corpo rígido, $100EI_{cb}$.

3.3 Influência da rigidez das escoras

3.3.1 Ângulo de resistência ao corte de colapso

Para estudar a influência da rigidez axial das escoras, foram testados valores para a mesma num intervalo entre 65520 kN/m e 65520000 kN/m , respetivamente $EA_{cb}/10$ e $100EA_{cb}$, sendo EA_{cb} a rigidez axial das escoras adotada no caso base. No gráfico da figura 3.6 são apresentados os ângulos de resistência ao corte no colapso obtidos para as várias rigidezes axiais consideradas.

Em primeiro lugar constata-se que os resultados obtidos numericamente são inferiores ao valor obtido pelo método analítico de Costet e Sanglerat (1975). Observa-se também que no caso correspondente à rigidez EI_{cb} da parede, apesar da rigidez das escoras aumentar, os valores do ângulo de atrito no colapso são relativamente próximos, apresentando uma variação entre 17° e 20° . Contudo, esta variação é irregular comparativamente com os resultados apresentados anteriormente para a variação da rigidez da parede, onde se verificou um comportamento consistente dos mesmos. Já para $100EI_{cb}$, os resultados tendem todos para o mesmo valor, aproximadamente 11° , um valor bastante inferior aos resultados de EI_{cb} , como seria de esperar dos resultados obtidos na secção anterior.

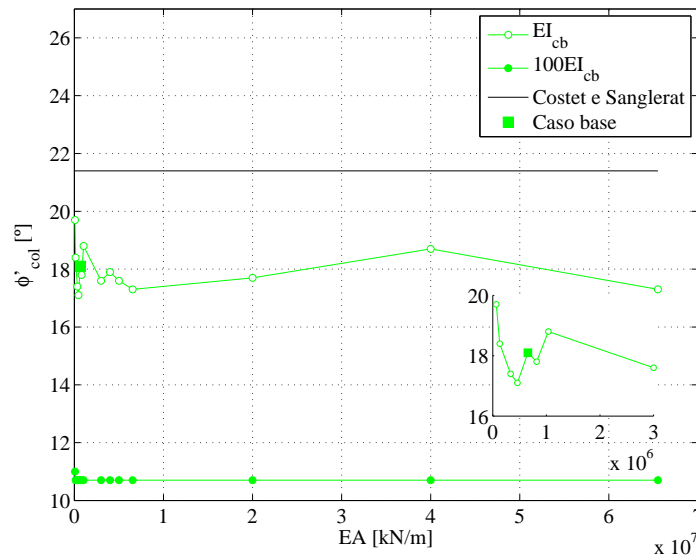


Figura 3.6: Influência da rigidez das escoras no ângulo de resistência ao corte no colapso.

3.3.2 Deslocamentos totais

Na figura 3.7 são apresentados os deslocamentos totais no colapso para algumas rigidezes EA estudadas, tanto para a rigidez da parede EI_{cb} como $100EI_{cb}$.

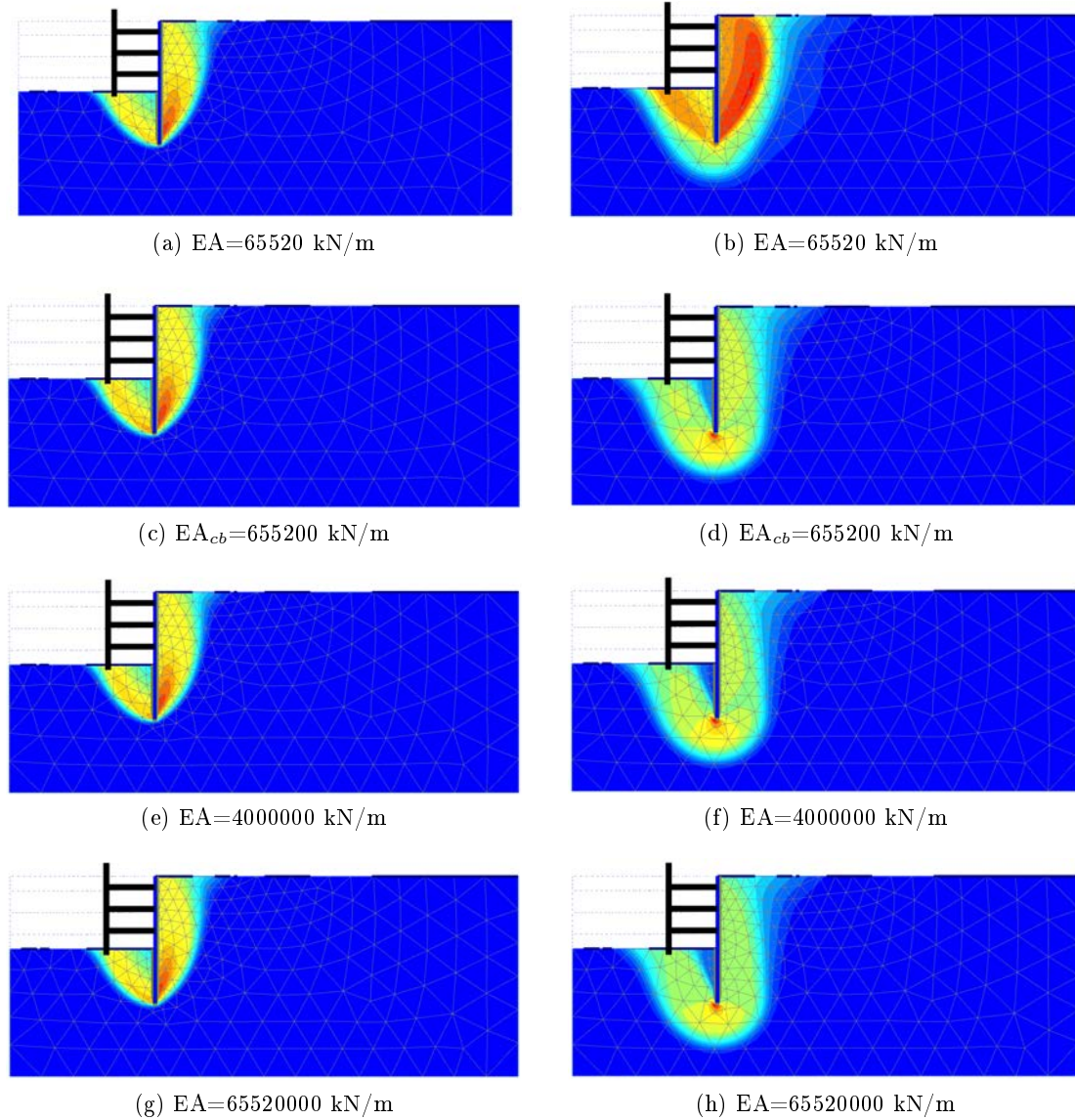


Figura 3.7: Deslocamentos totais no colapso para vários valores de rigidez das escoras - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Através da análise da mesma pode constatar-se o seguinte:

- para EI_{cb} , a distribuição dos deslocamentos totais em relação às várias rigidezes das escoras é muito semelhante, embora se tenha verificado oscilações no ângulo de resistência ao corte no colapso;
- à semelhança do que aconteceu anteriormente, na análise da influência da rigidez da parede, uma rigidez $100EI_{cb}$ conduz à existência de deslocamentos significativos no solo

abaixo do pé da cortina;

- para $100EI_{cb}$, a distribuição dos deslocamentos totais é igualmente semelhante para as várias rigidezes, à exceção do caso para o qual a rigidez axial das escoras é de 65520 kN/m . Como neste caso a rigidez é muito reduzida, o sistema de contenção não se consegue opor o suficiente aos deslocamentos do solo, pelo que a sua concentração é muito elevada no lado ativo, mobilizando nitidamente uma cunha ativa.

3.3.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos da cortina na fase 8 e no colapso, para a rigidez EI_{cb} e $100EI_{cb}$ são apresentados na figura 3.8.

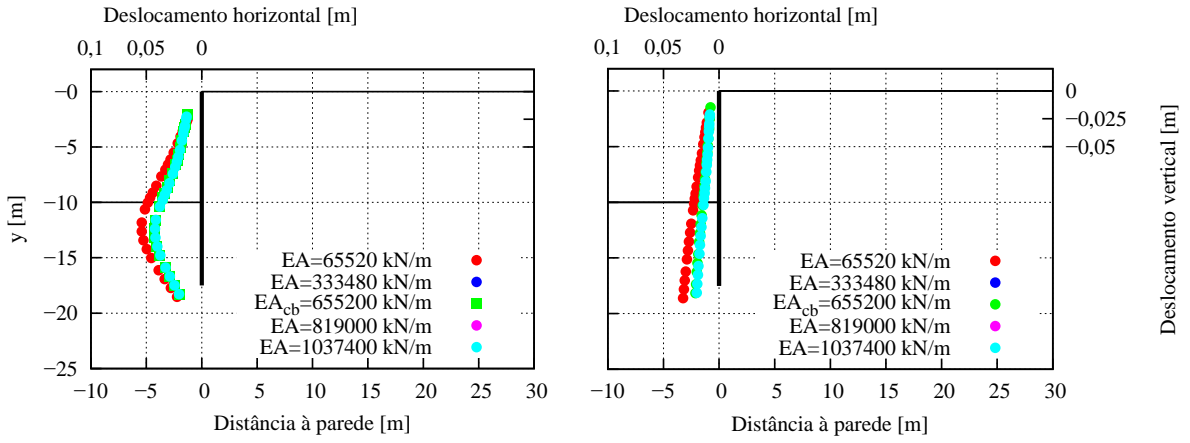
Através da primeira imagem observa-se que apesar de haver uma ligeira diferença nos deslocamentos para a rigidez mais baixa ($EA=65520 \text{ kN/m}$), o que já era esperado, face aos resultados anteriores, os valores para as restantes rigidezes são muito semelhantes, quer para EI_{cb} como $100EI_{cb}$. Foi realizada a mesma análise dos deslocamentos da cortina na fase de colapso, como se observa na mesma figura. Recorde-se novamente que o valor dos deslocamentos não tem significado físico, como referido no capítulo anterior. Contudo, neste caso torna-se interessante a sua análise como é explicado seguidamente.

Observando os resultados correspondentes a EI_{cb} , observa-se que no colapso toda a cortina se desloca na vertical e a sua ficha na horizontal. Verifica-se ainda que as rigidezes que apresentam maiores deslocamentos na vertical, correspondem aos pontos da figura 3.6 com menor ângulo de atrito no colapso. Apesar de parecer haver uma ligação entre estes resultados não se pode afirmar com certeza que tal corresponda completamente à realidade, podendo tal dever-se a problemas de convergência da solução. Para a rigidez $100EI_{cb}$, a cortina desloca-se praticamente na vertical, à exceção do caso cuja rigidez das escoras corresponde ao valor mais baixo ($EA=65520 \text{ kN/m}$), onde se verifica um movimento de rotação.

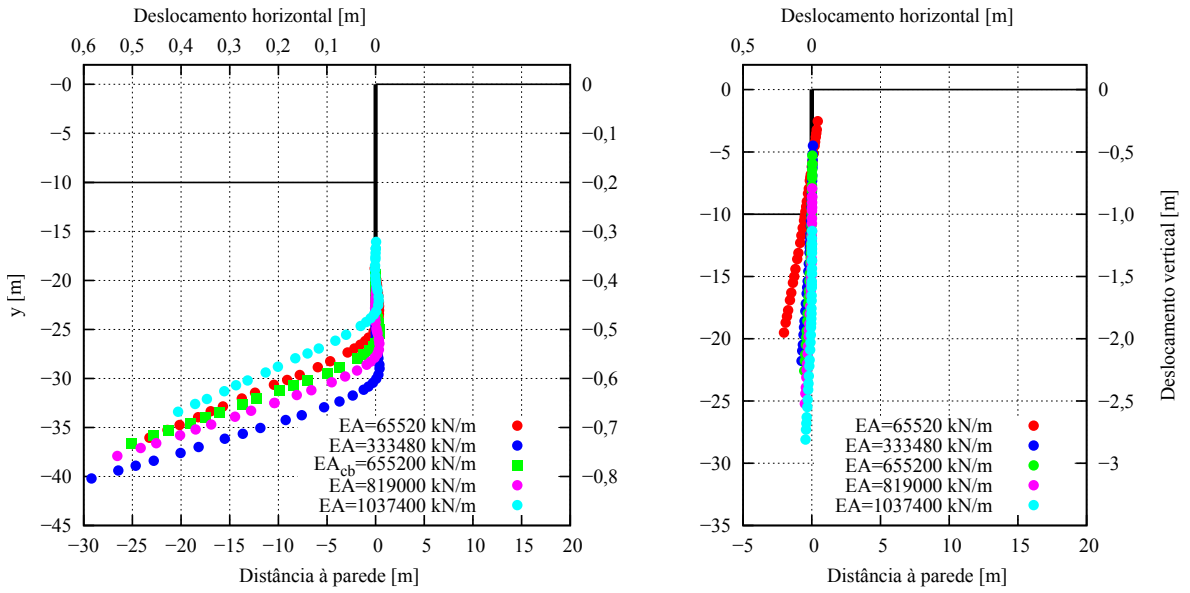
3.3.4 Deformada

Relativamente às deformadas obtidas no colapso, na figura 3.9 são apresentados alguns dos resultados obtidos para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Nesta figura verifica-se que as diferenças notadas anteriormente entre diferentes valores de EA (EI_{cb}) não são tão evidentes, pois as deformadas no colapso são muito semelhantes. O aspeto que condiciona a deformação é a deformada da parede, na sua altura enterrada e isso está presente em todos os casos analisados. Para $100EI_{cb}$ é possível observar o movimento de rotação anteriormente referido na análise dos deslocamentos da cortina em $EA=65520 \text{ kN/m}$.



(a) Fase 8



(b) Colapso

Figura 3.8: Deslocamentos da cortina - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

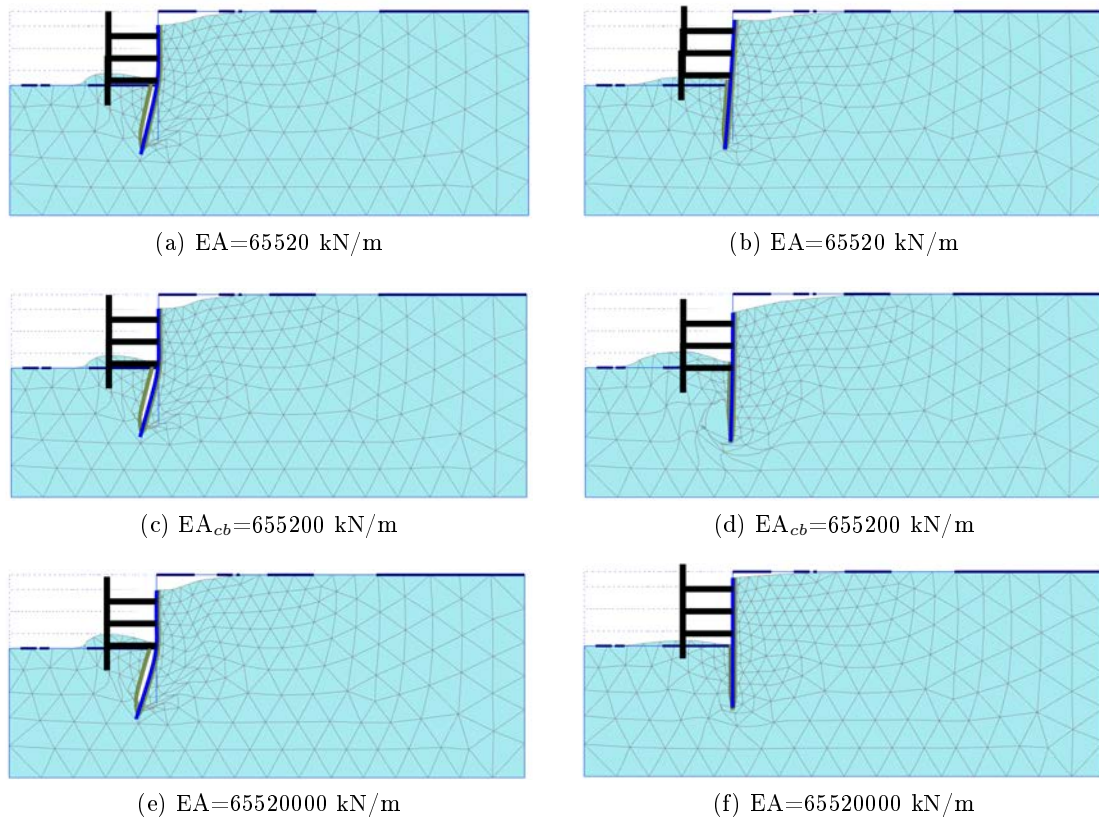


Figura 3.9: Deformadas no colapso para vários valores de rigidez das escoras - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Capítulo 4

Estudo paramétrico referente às características do solo

4.1 Introdução

No presente capítulo é apresentado o estudo paramétrico referente às características do solo, pretendendo-se assim estudar a influência das mesmas no colapso. Foram estudados, o peso volúmico, o ângulo de atrito solo-estrutura, o ângulo de dilatância, o ângulo de resistência ao corte e outras características mecânicas do solo.

Em conformidade com o capítulo anterior, será feita novamente uma análise em paralelo dos resultados obtidos, para as rigidezes da cortina EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

4.2 Influência do peso volúmico

4.2.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Para o estudo da influência do peso volúmico no colapso, à semelhança dos parâmetros anteriormente estudados, tomou-se como referência o modelo C do caso base e considerou-se uma gama de valores entre 16 kN/m^3 (valor mínimo para o qual o modelo C tem solução no Plaxis) e 22 kN/m^3 . Como se verificou que os resultados obtidos apresentam uma grande variação, considerou-se interessante estudar também a variação do peso volúmico para os modelos A e B (sem escoamento) em simultâneo. Para estes modelos foi possível considerar pesos volúmcicos inferiores ao mínimo admitido no modelo C, sendo o valor mínimo considerado de 11 kN/m^3 .

Os resultados correspondentes aos ângulos de atrito no colapso obtidos para os três modelos são apresentados na figura 4.1.

Analisando a figura podem constatar-se os seguintes aspetos:

- observa-se nos três modelos uma diminuição do ângulo de resistência ao corte no colapso com o aumento do peso volúmico. Estes resultados eram esperados pois um solo com um maior peso volúmico tem, para a situação analisada, maior resistência no colapso;
- a variação do ângulo de resistência ao corte no colapso é mais significativa no modelo C, tomando valores entre aproximadamente 15° e 30° , para a rigidez EI_{cb} ;

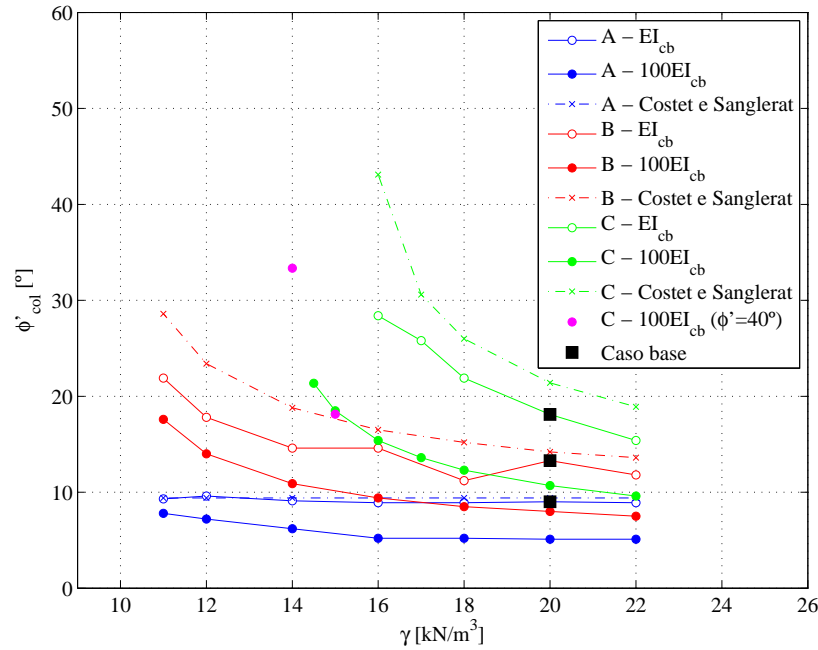


Figura 4.1: Influência do peso volúmico do solo no ângulo de resistência ao corte no colapso - modelos A, B e C.

- como seria de esperar o modelo A conduz a resultados mais baixos, uma vez que não há a presença do nível freático, seguidos dos do modelo B e, finalmente, C;
- os valores analíticos obtidos pelo método de Costet e Sanglerat são sempre superiores aos obtidos pelo Plaxis, exceto no modelo A com rigidez EI_{cb} , em que são praticamente coincidentes;
- os modelos com rigidez $100EI_{cb}$ conduziram a resultados significativamente mais baixos comparando com os modelos cuja rigidez coincide com a utilizada no caso base (EI_{cb}), bem como a uma menor variação do ângulo de resistência ao corte no colapso;
- dos três modelos estudados, o modelo B, com rigidez EI_{cb} , apresenta alguma oscilação nos resultados;
- nos modelos A e B os resultados do Plaxis para ambas as rigidezes são bastante mais próximos dos valores analíticos que no modelo C;
- no caso do modelo C - $100EI_{cb}$, foi possível obter resultados para pesos volúnicos inferiores a 16 kN/m^3 , acentuando ainda mais o aumento de ϕ'_{col} com a diminuição do peso volúmico;
- constata-se portanto que o peso volúmico tem maior influência no modelo C, seguido do B e do A.

Na figura anterior são ainda apresentados dois resultados para o caso de $100EI_{cb}$ do modelo C com $\phi' = 40^\circ$. Como esperado, para $\gamma = 14,5 \text{ kN/m}^3$ o resultado é praticamente coincidente com o valor obtido para $\phi' = 30^\circ$.

4.2.2 Deslocamentos totais

Relativamente aos deslocamentos totais no colapso obtidos para os modelos A, B e C, os mesmos podem ser observados nas figuras 4.2 e 4.3, respetivamente para EI_{cb} e $100EI_{cb}$, para alguns dos valores de peso volúmico estudados.

Relativamente aos deslocamentos totais obtidos no colapso, na figura 4.2 pode observar-se os resultados referentes aos três modelos, para a rigidez EI_{cb} , podendo notar-se que:

- nos modelos A e B, um aumento do peso volúmico conduz a um ligeiro aumento da massa de solo deslocada;
- no modelo C, o volume da massa de solo deslocada é muito semelhante para ambos os valores do peso volúmico;
- comparando os três modelos em simultâneo, observa-se que a massa de solo deslocada diminui do modelo A para o B e, consecutivamente para o C.

Na figura 4.3 é apresentada a distribuição dos deslocamentos no colapso para os três modelos cuja rigidez à flexão da cortina é de $100EI_{cb}$. Analisando a figura tem-se o seguinte:

- ao contrário da análise para EI_{cb} , neste caso há diferenças significativas na distribuição dos deslocamentos no colapso tanto em cada modelo individual, como globalmente;
- no modelo A, para pesos volúmicos mais baixos, a distribuição dos deslocamentos assemelha-se a uma "cunha", em que os deslocamentos mais significativos se concentram no lado ativo da cortina. Para pesos volúmicos maiores, a distribuição dos deslocamentos apresenta uma forma "curva", sendo portanto evidente a formação de uma possível superfície de deslizamento;
- no modelo B, apesar da distribuição dos deslocamentos ser semelhante, observa-se que um aumento do peso volúmico provoca uma diminuição da massa de solo deslocada;
- no modelo C ($\phi' = 30^\circ$), a distribuição dos deslocamentos é muito semelhante, notando-se contudo um pequeno aumento da massa de solo deslocada com o aumento do peso volúmico (o oposto do que se verificou em B);
- no modelo C ($\phi' = 40^\circ$), contrariamente aos resultados obtidos para $\phi' = 30^\circ$, os deslocamentos totais concentram-se sobretudo no lado passivo da escavação, observando-se também uma diminuição significativa do volume da massa de solo deslocada; para este caso a situação parece ser muito próxima do modelo de levantamento hidráulico.

4.2.3 Deslocamentos da cortina

Quanto aos deslocamentos da cortina na fase 8, estes podem ser observados na figura 4.4, onde se encontram os resultados dos modelos A, B e C.

Constata-se assim que nos modelos A e B a cortina tem uma deformação muito semelhante, tanto para EI_{cb} como $100EI_{cb}$, embora no modelo B a deformação seja um pouco superior. No caso do modelo C, para um peso volúmico de 16 kN/m^3 a cortina apresenta uma deformação diferente da observada para os restantes pesos volúmicos. Entre 18 e 22 kN/m^3 , apesar de haver ligeiras diferenças, os deslocamentos apresentam a mesma tendência. Verificando-se

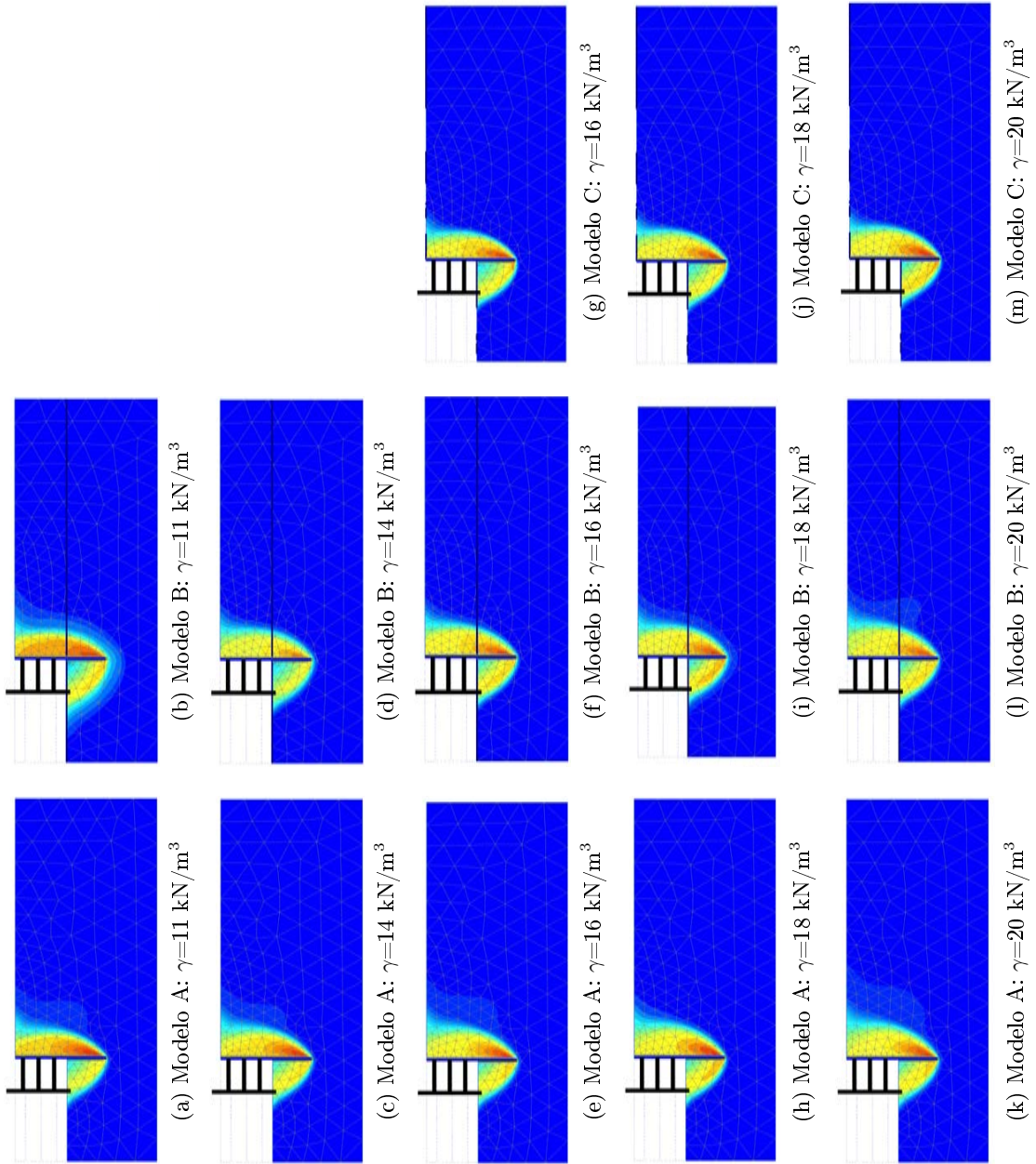


Figura 4.2: Deslocamentos totais no colapso para vários pesos volúnicos do solo - EI_{cb} .

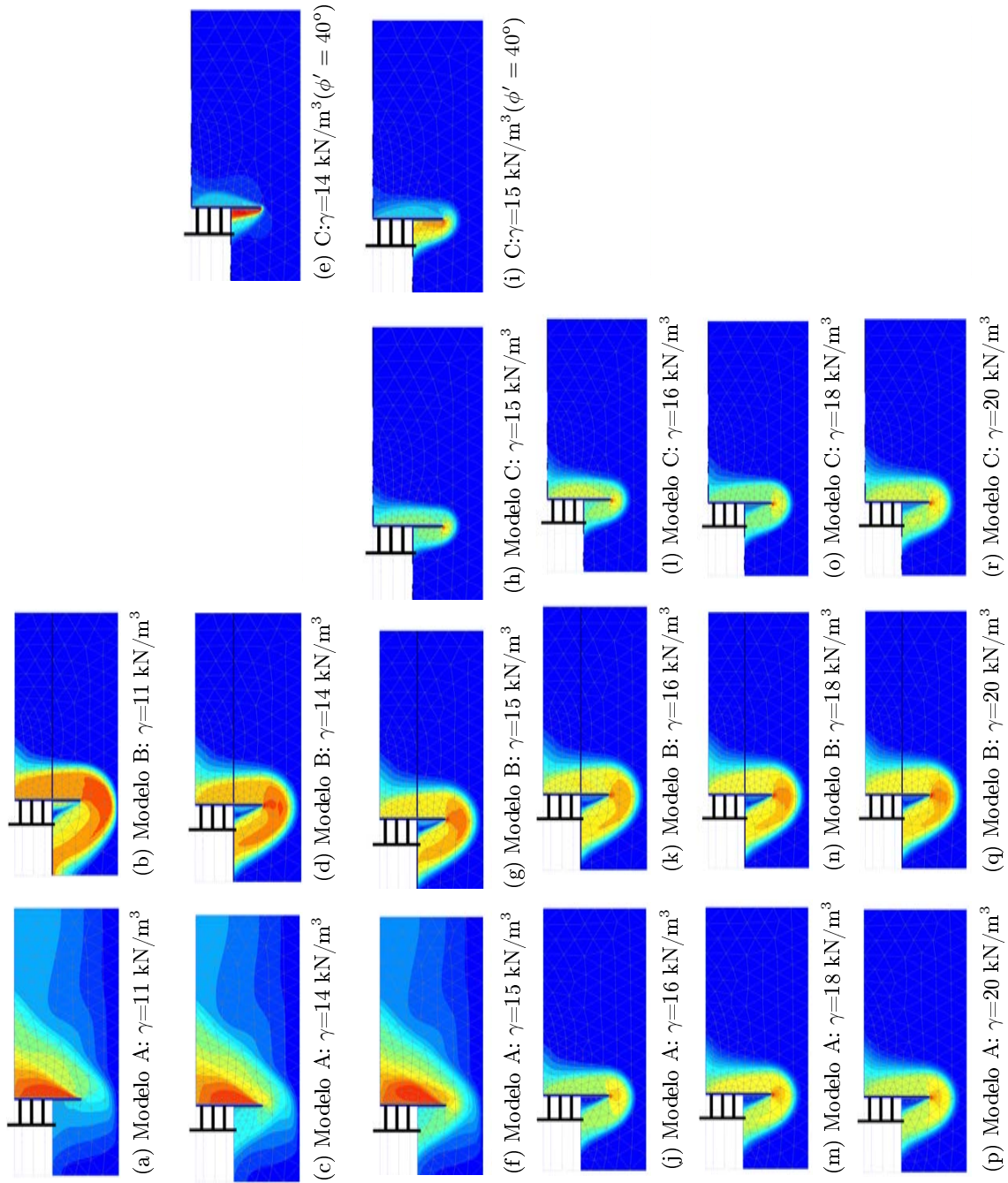


Figura 4.3: Deslocamentos totais no colapso para vários pesos volúnicos do solo - $100EI_{cb}$.

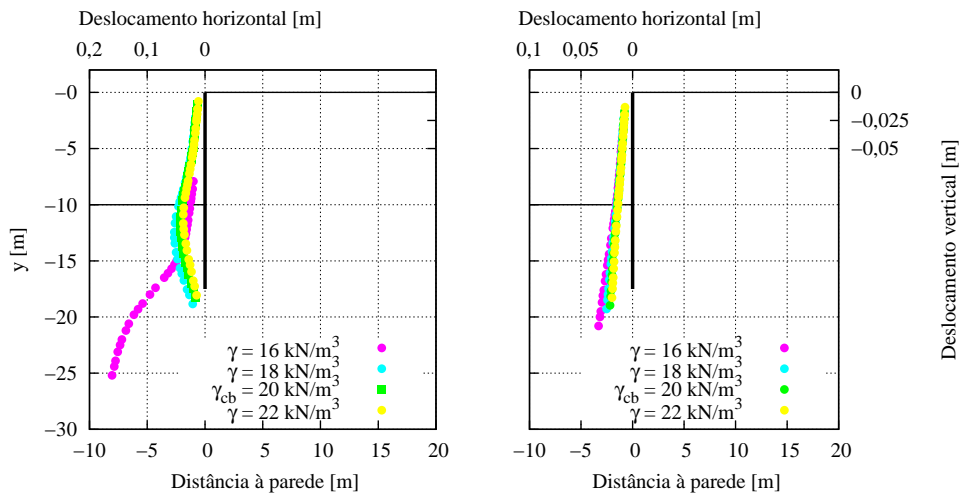
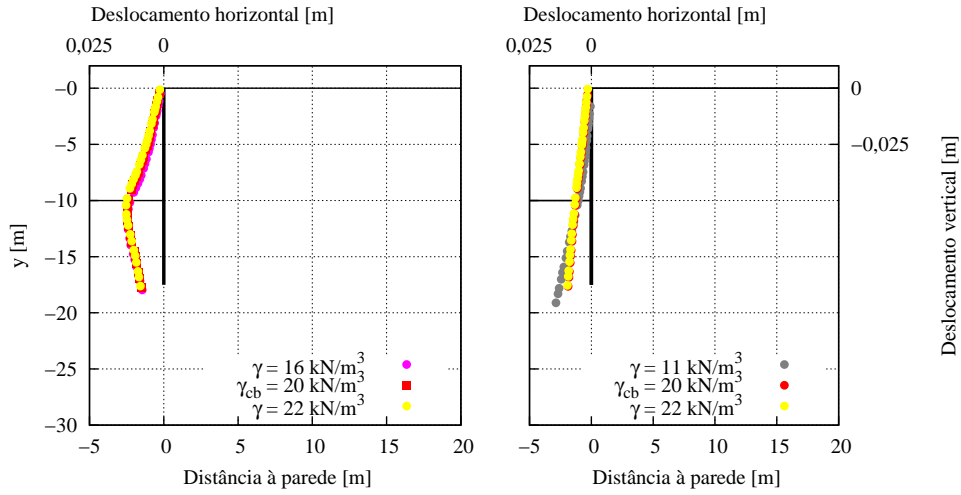
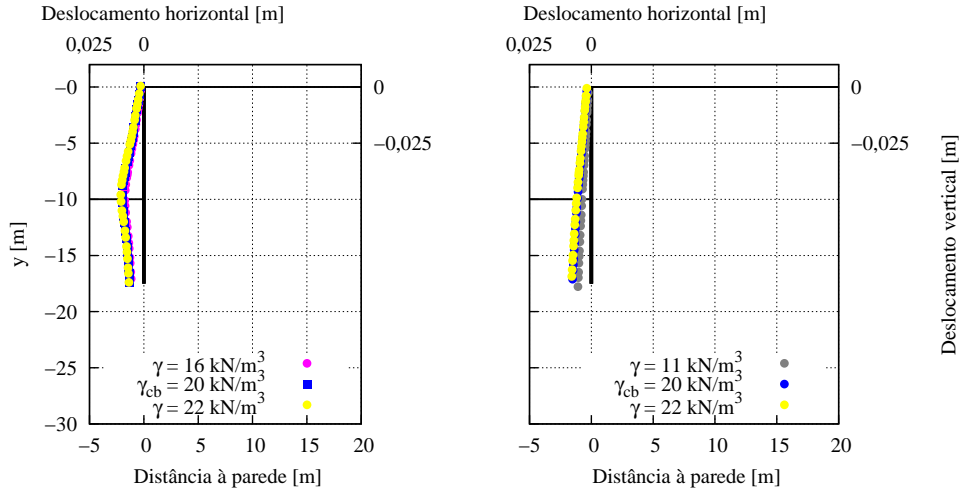


Figura 4.4: Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

assim que um solo com menor peso volúmico apresenta maiores deformações. Já para a rigidez $100EI_{cb}$, observa-se o mesmo tipo de comportamento para todos os pesos volúmicos, havendo uma ligeira diferença numérica. Ou seja, o fato da rigidez da parede ser bastante elevada faz com que não haja diferenças significativas ao nível dos deslocamentos, mesmo para pesos volúmicos mais baixos.

4.2.4 Deformada

Nas figuras 4.5 e 4.6 são apresentadas as deformadas no colapso correspondentes a EI_{cb} e $100EI_{cb}$. Através das mesmas fica assim mais claro as constatações realizadas na análise dos deslocamentos da cortina e dos deslocamentos totais do solo.

4.2.5 Pontos plásticos

Os pontos plásticos referentes aos vários pesos volúmicos estudados para os modelos A, B e C são apresentados nas figuras 4.7 e 4.8, respetivamente para EI_{cb} e $100EI_{100}$. Através da análise da figura 4.7 pode verificar-se que:

- no modelo A não há alteração dos pontos plásticos com o aumento do peso volúmico, havendo concentração dos mesmos no fundo da escavação e na ficha;
- no modelo B, para um peso volúmico de 11 kN/m^3 observa-se uma mancha de pontos plásticos no fundo da escavação, bem como a presença de alguns no tardo. A partir de 14 kN/m^3 não há diferenças significativas;
- já no modelo C, a distribuição dos pontos plásticos é praticamente idêntica, havendo uma ligeira diminuição do número de pontos plásticos com o aumento do peso volúmico.

Analisando a figura 4.8 observa-se o seguinte:

- no modelo A verifica-se um aumento dos pontos plásticos no fundo da escavação;
- no modelo B, o aumento do peso volúmico conduz a uma diminuição dos pontos plásticos;
- no modelo C, à semelhança de EI_{cb} , os pontos plásticos concentram-se no fundo da escavação e junto da ficha, apresentando uma distribuição idêntica para os diferentes pesos volúmicos, à exceção de $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ onde há uma grande concentração de pontos plásticos no lado passivo.

4.2.6 Verificação ao levantamento hidráulico

Para finalizar a análise da influência do peso volúmico é apresentada a verificação ao levantamento hidráulico para o modelo C. Na tabela 4.1 são apresentados os resultados para os vários pesos volúmicos. Dos resultados apresentados verifica-se que uma diminuição do peso volúmico está associada a coeficientes de segurança mais baixos. Verifica-se por fim que o colapso não parece ocorrer devido ao levantamento hidráulico, à exceção de $\gamma=14\text{kN/m}^3$, uma vez que os coeficientes de segurança obtidos são superiores a 1.

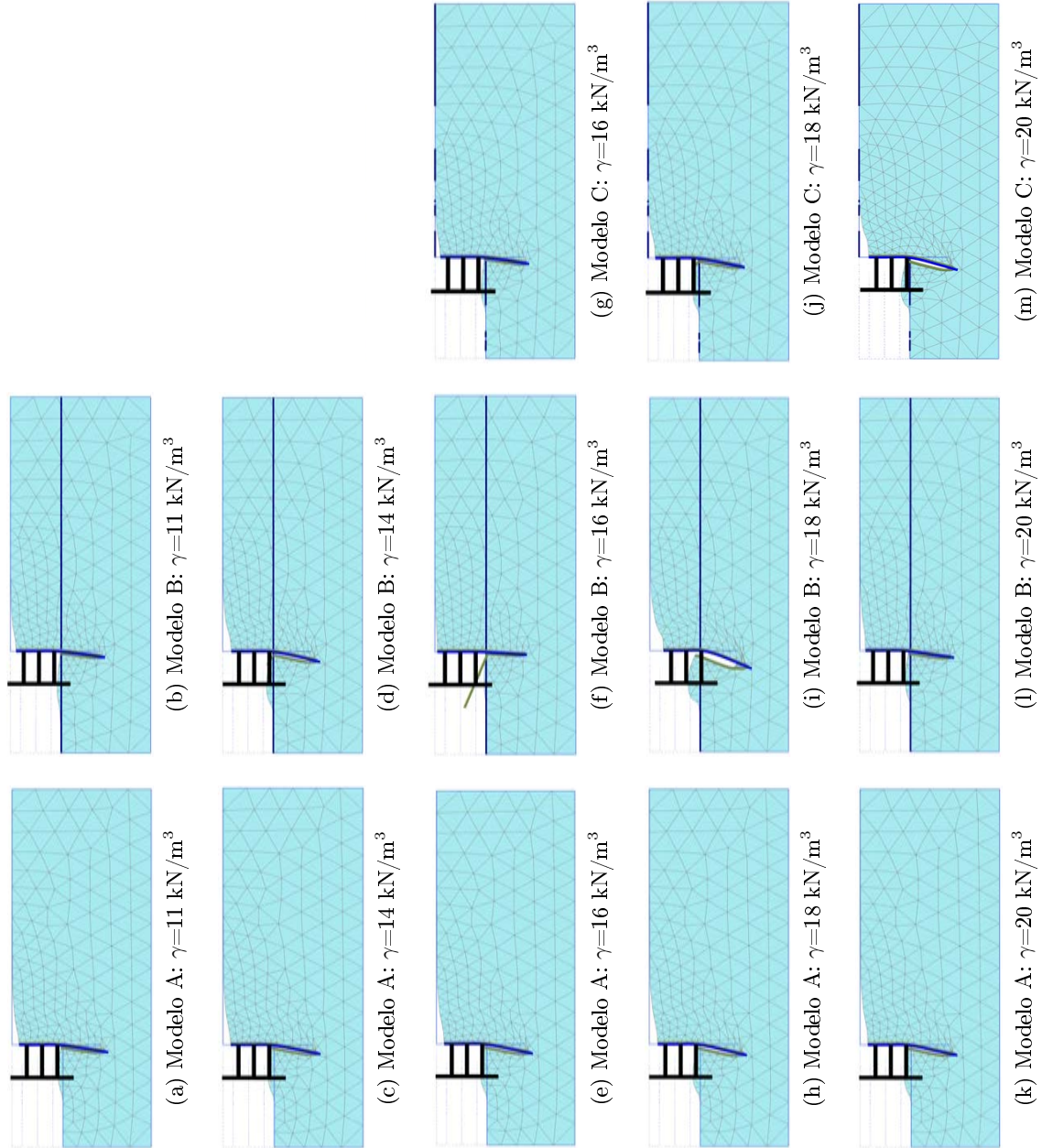


Figura 4.5: Deformada no colapso para vários pesos volumicos do solo - EI_{cb} .

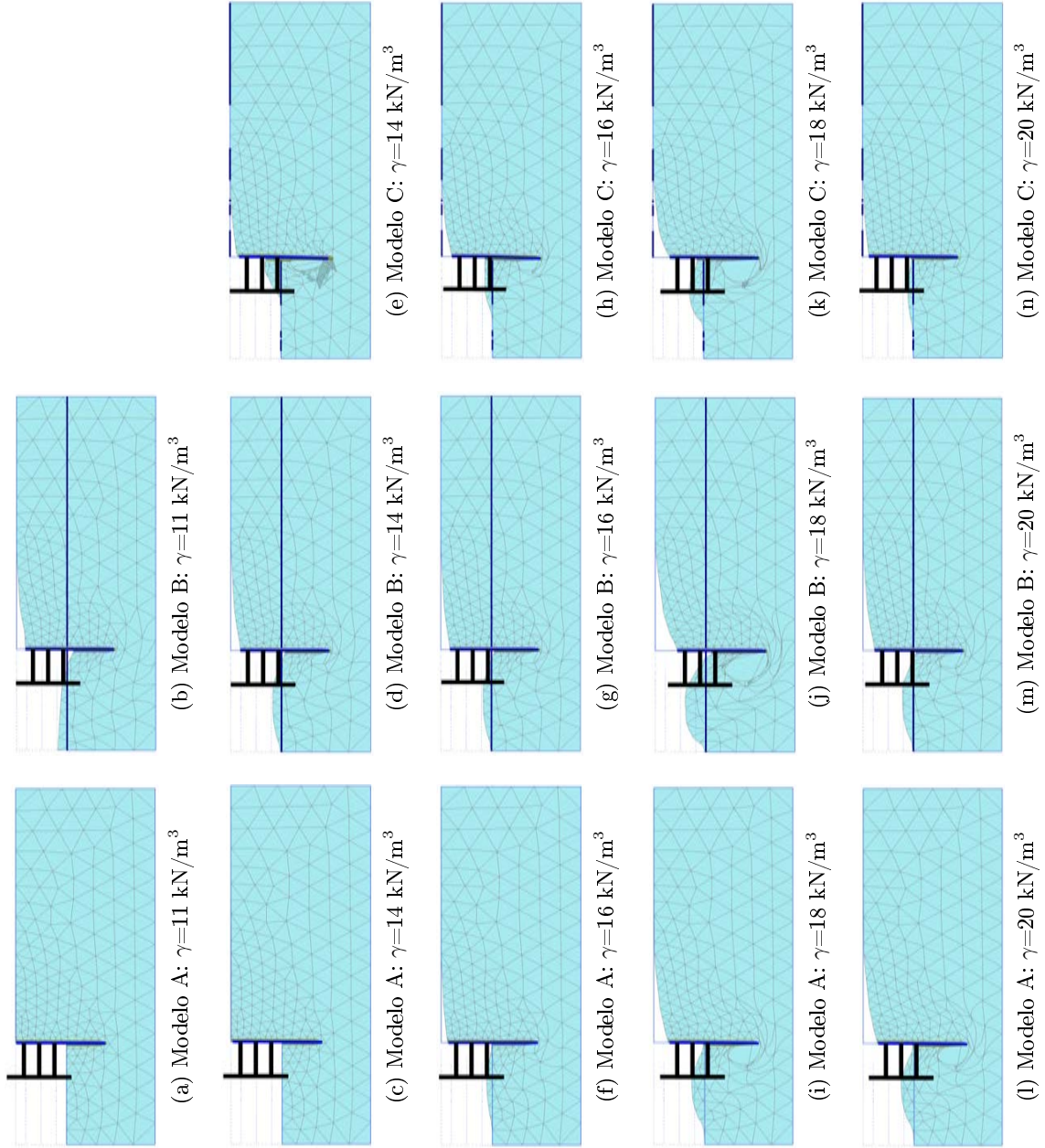


Figura 4.6: Deformada no colapso para vários pesos volúmticos do solo - $100EI_{cb}$.

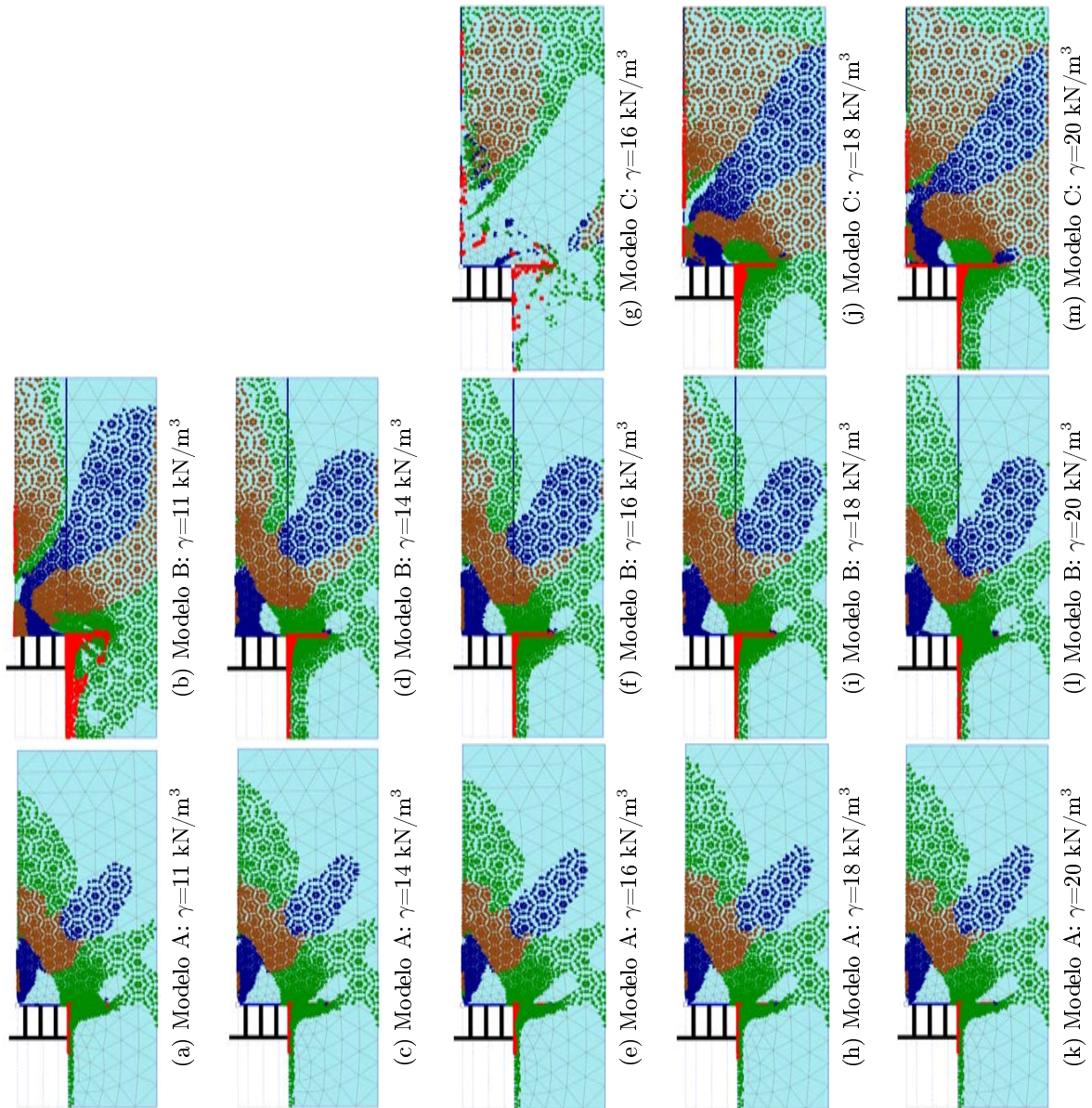


Figura 4.7: Pontos plásticos para vários pesos volumicos do solo - El_{cb} .

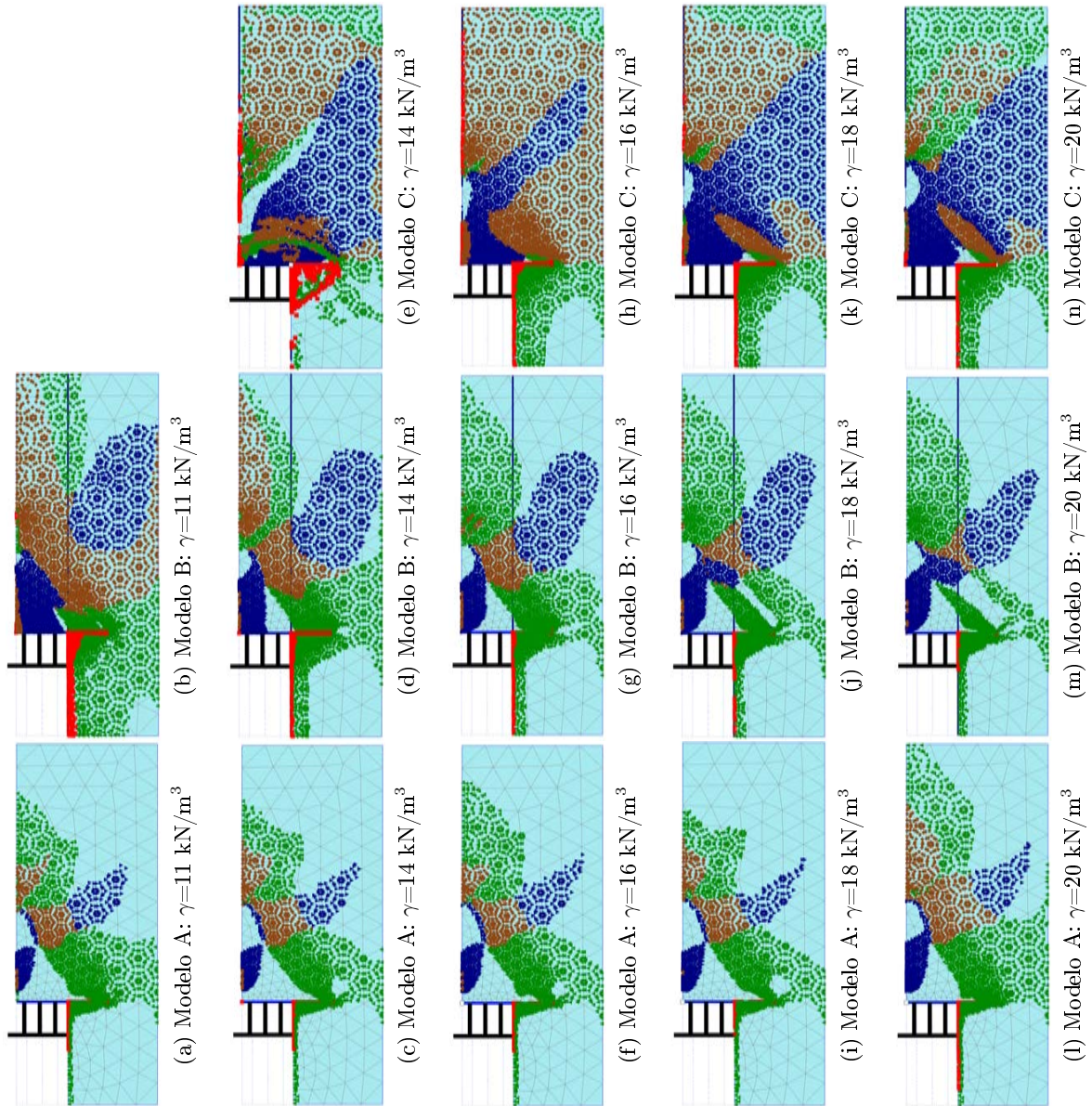


Figura 4.8: Pontos plásticos para vários pesos volúnicos do solo - $100EI_{cb}$.

Tabela 4.1: Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência do peso volúmico - Modelo C.

γ [kN/m ³]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	FS _{lh}
22	337,50	399,2	117,95	2,86
20	281,25	399,2	117,95	2,38
18	225,00	399,2	117,95	1,91
17	196,88	399,2	117,95	1,67
16	168,75	399,2	117,95	1,43
14	112,50	399,2	117,95	0,95

4.3 Influência de R_{inter}

4.3.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

O estudo do parâmetro R_{inter} , isto é, o parâmetro que traduz, sobretudo, o atrito solo-estrutura, foi feito considerando uma gama de valores entre 0,33 e 1. Para valores inferiores a 0,33 há colapso da estrutura antes da fase 8, pelo que se procedeu à mesma análise de R_{inter} , mas tomando o peso da parede nulo.

Os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte no colapso encontram-se na figura 4.9. Através da sua análise verifica-se o seguinte:

- para $w=10\text{kN/m/m}$ e $w=0\text{ kN/m/m}$ continua a verificar-se o que anteriormente se tinha visto: valores de ϕ'_{col} menores para $100EI_{cb}$ do que para EI_{cb} ;
- para $w=10\text{kN/m/m}$ há, tanto para EI_{cb} como para $100EI_{cb}$, um aumento do ϕ'_{col} para R_{inter} menores do que 0,5 e até ao mínimo valor de R_{inter} para o qual foi possível obter resultados (0,33); esse aumento é mais acentuado para $100EI_{cb}$ do que para EI_{cb} ;
- para $w=0\text{ kN/m/m}$ os valores de ϕ'_{col} são praticamente constantes, tanto para $100EI_{cb}$ (na ordem dos 10°) como para EI_{cb} (na ordem dos $17-18^\circ$); a exceção ocorre no caso EI_{cb} para R_{inter} muito baixos, em que ϕ'_{col} aumenta para $R_{inter} < 0,2$.

4.3.2 Deslocamentos totais

Relativamente aos deslocamentos totais no colapso, para o caso em que o peso da cortina é igual ao considerado no caso base, na figura 4.10 podem ser observados os resultados obtidos, tendo-se o seguinte:

- analisando apenas as imagens referentes à rigidez EI_{cb} , observam-se algumas diferenças no volume de solo deslocado, sendo esta maior para valores de R_{inter} elevados;
- para o caso de $100EI_{cb}$, a distribuição de deslocamentos é substancialmente diferente. Até R_{inter} com um valor igual a 0,40 há deslocamentos até ao pé da cortina. Para valores superiores há deslocamentos significativos abaixo deste. Esta alteração do mecanismo é substancial e parece associar-se aos menores valores de ϕ'_{col} para $R_{inter} \geq 0,5$.

Quanto aos deslocamentos totais no colapso correspondentes ao caso em que a cortina tem peso nulo, os mesmos podem ser observados na figura 4.11, onde se verifica o seguinte:

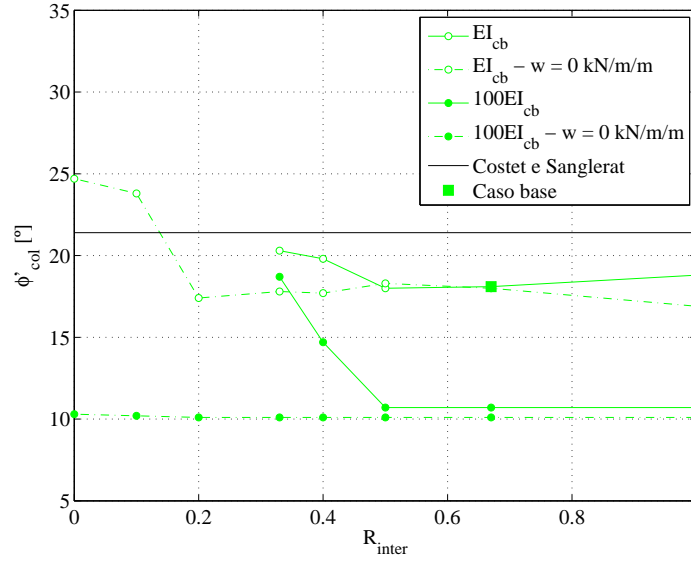


Figura 4.9: Influência de R_{inter} no ângulo de resistência ao corte no colapso.

- para o caso da rigidez EI_{cb} , um aumento do parâmetro R_{inter} conduz a um aumento da massa de solo deslocada, bem como a uma diminuição dos deslocamentos significativos no fundo da escavação;
- relativamente a $100EI_{cb}$, não há grande alteração dos mecanismos, o que parece estar de acordo com os valores de ϕ'_{col} .

4.3.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos da cortina obtidos para cada valor do parâmetro R_{inter} estudado, na fase anterior ao colapso (Fase 8) são apresentados na figura 4.12, para a rigidez EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Observa-se através da referida figura que tanto para EI_{cb} como para $100EI_{cb}$, um aumento do parâmetro R_{inter} , conduz a uma diminuição dos deslocamentos da cortina. No caso de EI_{cb} , a partir de $R_{inter} \geq 0,67$ os deslocamentos da cortina são praticamente coincidentes. Relativamente a $100EI_{cb}$, a diferença entre os deslocamentos é muito reduzida, havendo praticamente uma sobreposição dos resultados para os diferentes valores do parâmetro R_{inter} .

Na mesma figura são apresentados os deslocamentos da cortina para o caso em que esta tem peso nulo, onde se apresentam os mesmos valores do parâmetro R_{inter} anteriormente analisados. Da análise desta figura observa-se que os deslocamentos são praticamente coincidentes, havendo uma ligeira diferença para valores de R_{inter} menores, que correspondem a maiores deslocamentos. Tal comportamento é visível para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

4.3.4 Deformada

Relativamente às deformadas obtidas no colapso, nas figuras 4.13 e 4.14 são apresentados os resultados para $w=10$ kN/m/m e $w=0$ kN/m/m, respetivamente.

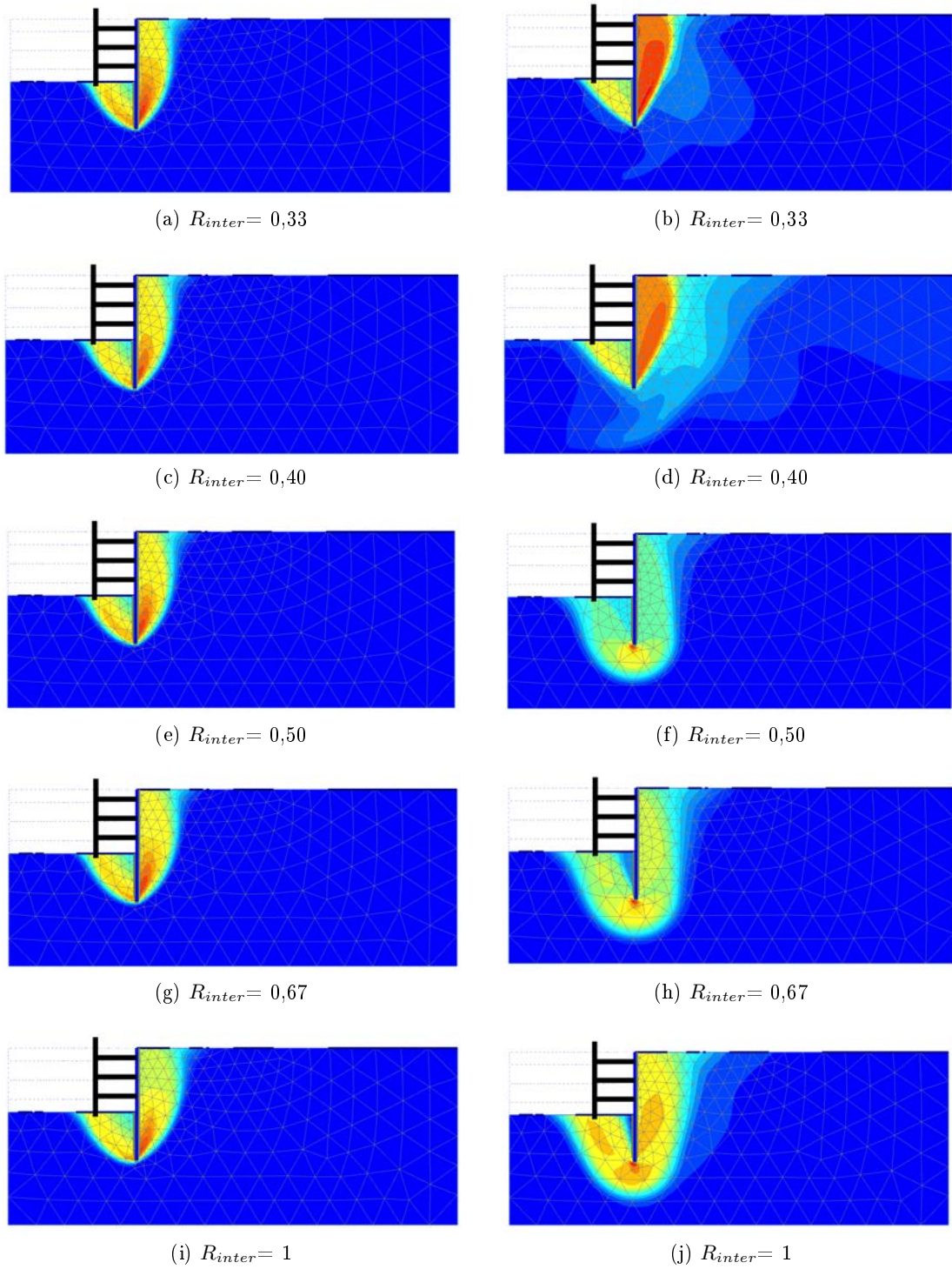


Figura 4.10: Deslocamentos totais no colapso para vários valores de R_{inter} - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

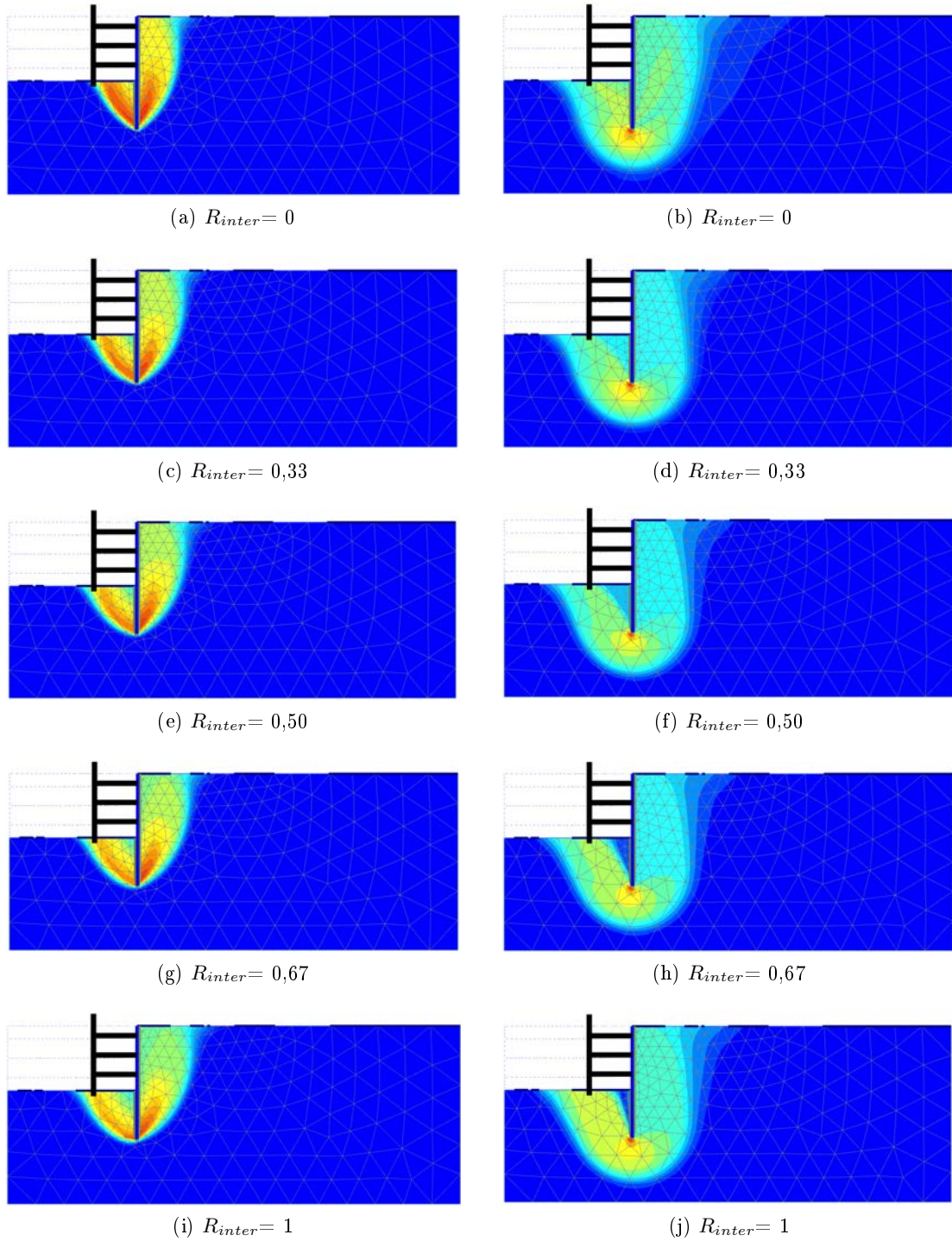


Figura 4.11: Deslocamentos totais no colapso para vários valores de R_{inter} com peso da cortina nulo - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

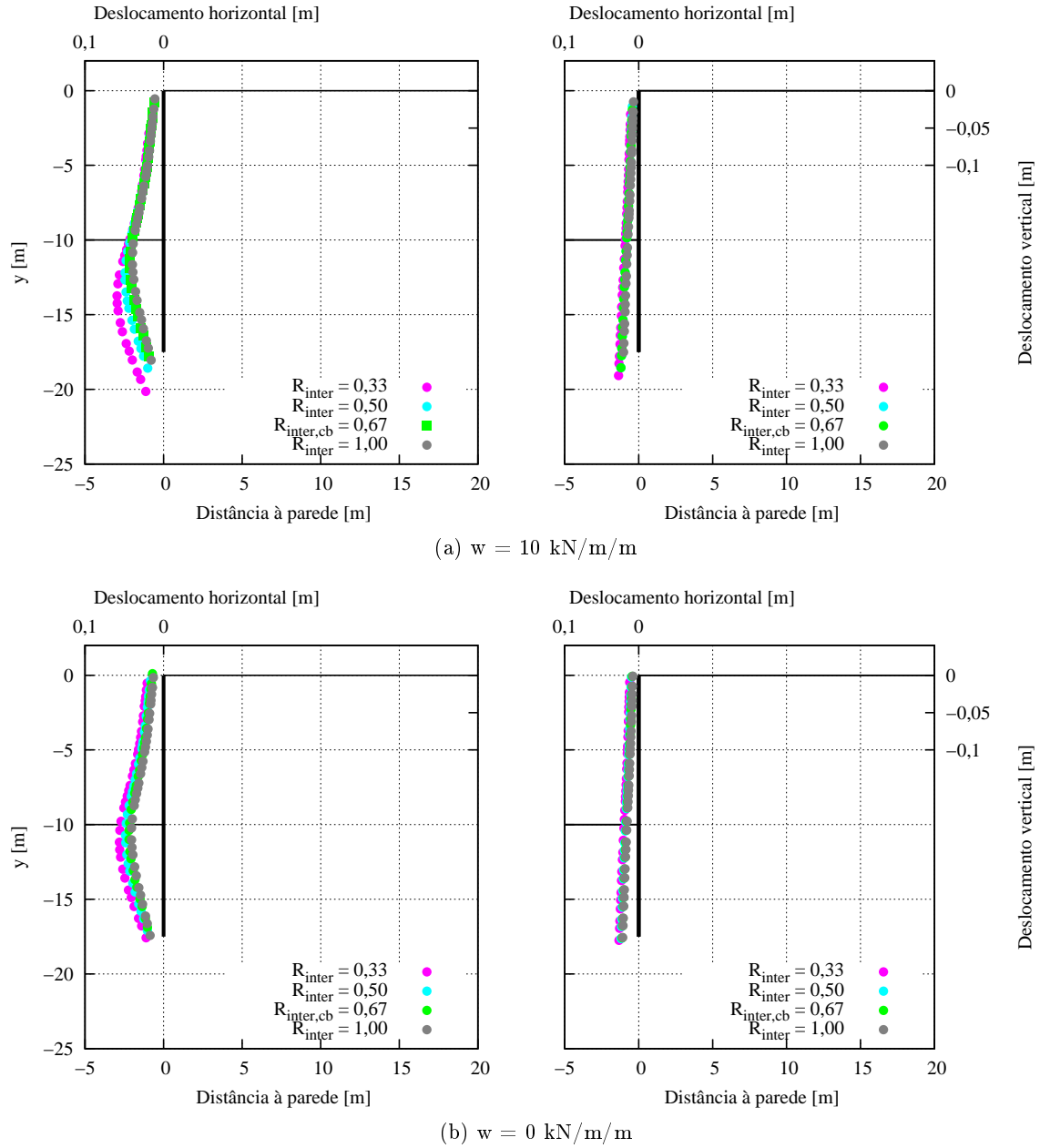


Figura 4.12: Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Através da figura 4.13 pode observar-se o seguinte:

- para EI_{cb} a cortina tem um comportamento flexível, sendo a deformação semelhante para todos os casos;
- para $100EI_{cb}$, como a cortina tem um comportamento de corpo rígido, sofre uma deformação maioritariamente na vertical;
- para $100EI_{cb}$, no caso de R_{inter} igual a 0,33 e 0,40, como o parâmetro de atrito solo-estrutura é tão baixo observa-se que no colapso a parede é "enterrada". Ou seja, como a rigidez da parede é tão elevada, um parâmetro R_{inter} baixo faz com que a parede deslize entre o solo, sendo muito reduzidas as forças de atrito que se opõem a tal.

Na figura 4.14 verifica-se que:

- para EI_{cb} a deformação é semelhante à obtida para $w=10$ kN/m/m (para a mesma rigidez); o mesmo acontece para $100EI_{cb}$ para $R_{inter} \geq 0,5$.

4.3.5 Pontos plásticos

Relativamente aos pontos plásticos no colapso, na figura 4.15, podem ser observados os resultados para as rigidezes EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Neste caso a distribuição dos pontos plásticos na fase 8 não apresenta resultados que forneçam informações relevantes acerca da influência deste parâmetro no colapso. Contudo, como se constata seguidamente na fase de colapso há diferenças significativas. Na referida figura observa-se o seguinte:

- para a rigidez EI_{cb} os pontos plásticos ocorrem no solo, indicando a formação de uma possível superfície de rotura;
- no caso da rigidez $100EI_{cb}$, para valores de R_{inter} mais baixos os pontos plásticos ocorrem no solo junto à parede, enquanto para valores superiores os mesmos são observados no solo;
- observa-se também para $100EI_{cb}$ uma relação entre os resultados obtidos para os pontos plásticos de R_{inter} igual a 0,33 e 0,40 e a distribuição dos deslocamentos no colapso anteriormente apresentada.

4.4 Influência do ângulo de dilatância

4.4.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Pretendendo agora o estudo da influência do ângulo de dilatância do solo, mantendo iguais todas as restantes propriedades do caso base, procedeu-se à variação do valor deste parâmetro num intervalo entre 0° e 30° .

Os resultados obtidos para o ângulo de atrito no colapso em função do ângulo de dilatância adotado apresentam-se no gráfico da figura 4.16. Através do mesmo observa-se para EI_{cb} ,

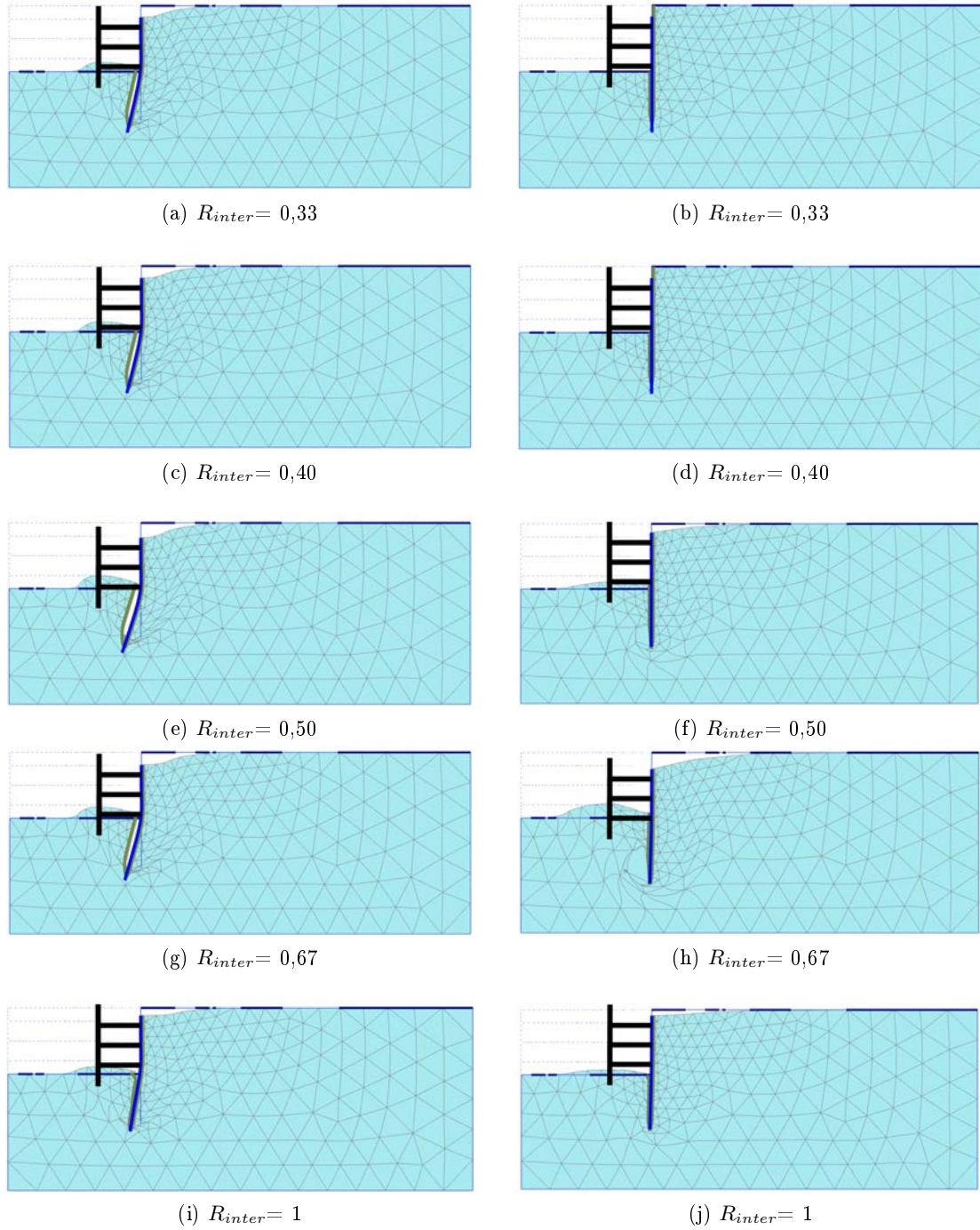


Figura 4.13: Deformada no colapso para vários valores de $R_{inter} - EI_{cb}$ (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

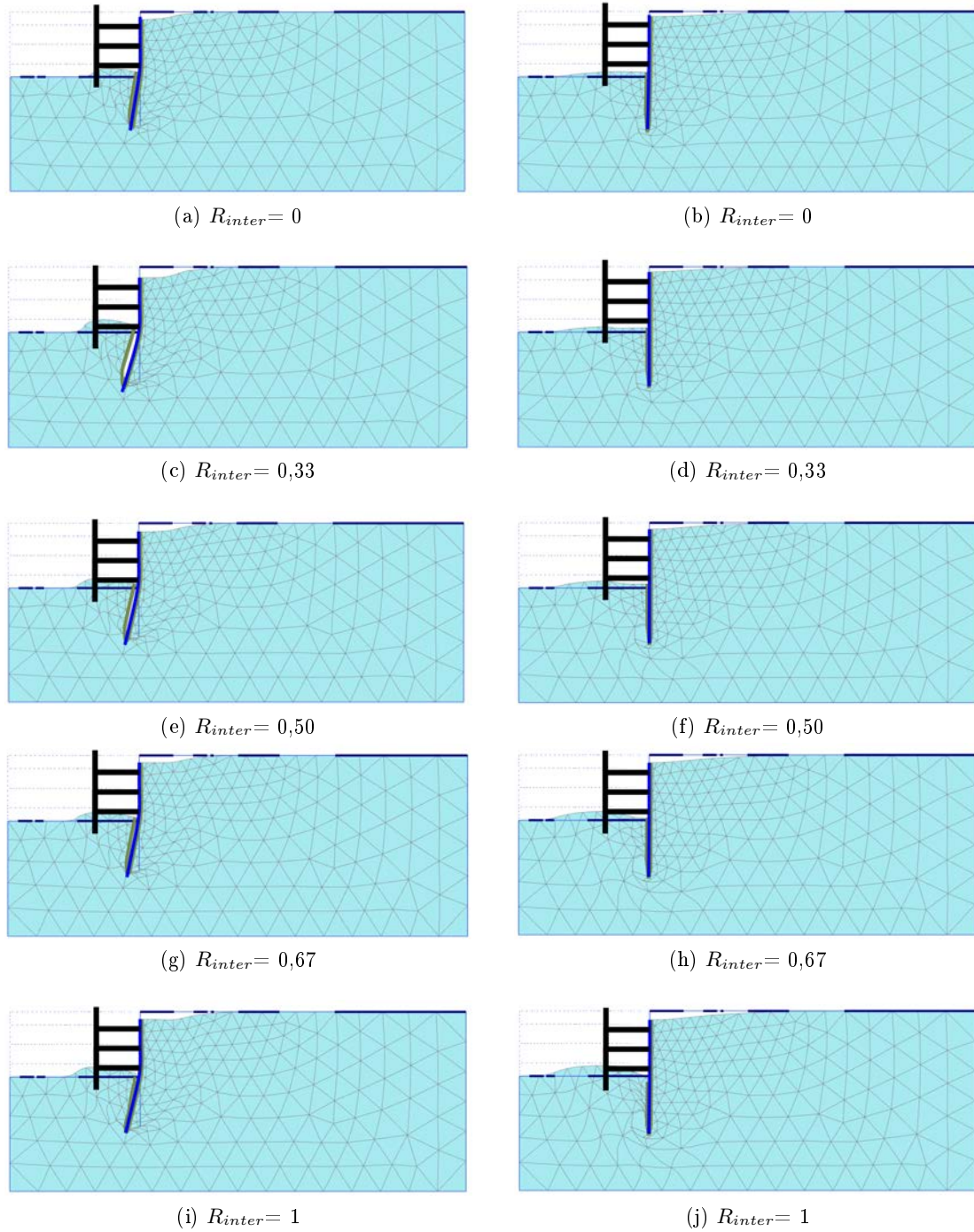


Figura 4.14: Deformada no colapso para vários valores de R_{inter} com peso da cortina nulo - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

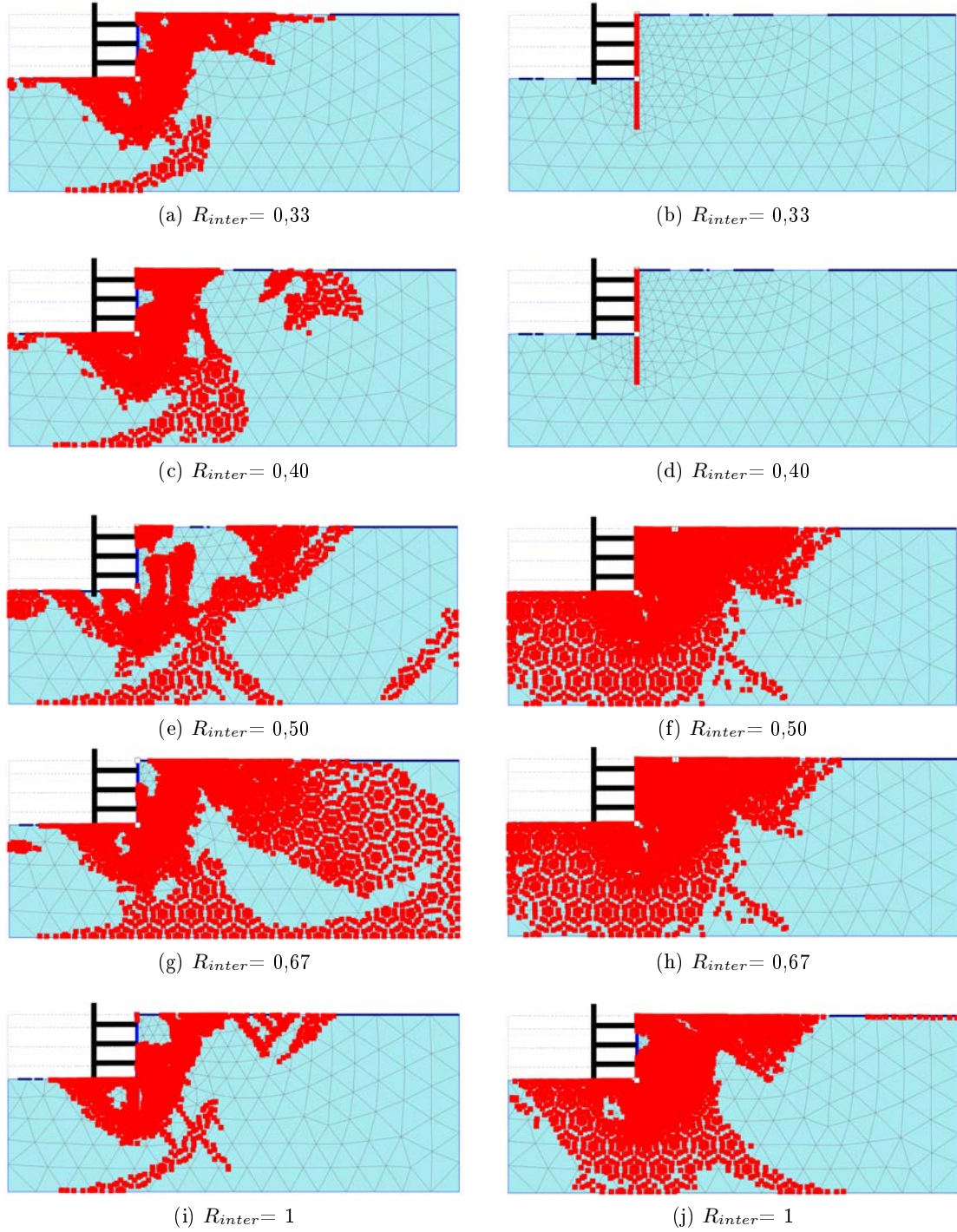


Figura 4.15: Pontos plásticos para EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita) - Colapso.

que um aumento do ângulo de dilatância provoca um aumento do ângulo de resistência ao corte no colapso, exceto no intervalo entre 1° e 5° , o mais relevante, para o caso em estudo, em que este diminui. Já para uma rigidez $100EI_{cb}$ verifica-se que o ângulo de atrito no colapso se mantém constante e igual a aproximadamente 11° .

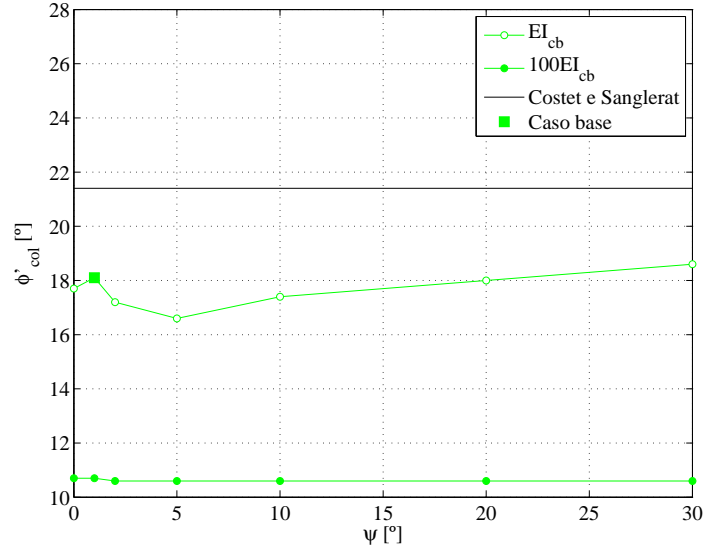


Figura 4.16: Influência do ângulo de dilatância no ângulo de resistência ao corte no colapso.

4.4.2 Deslocamentos totais

Quanto aos deslocamentos totais obtidos no colapso, estes podem ser observados na figura 4.17, para as duas rigidezes estudadas. Através da referida figura pode então verificar-se o seguinte:

- a variação do ângulo de dilatância implica alguma mudança na distribuição dos deslocamentos no colapso;
- o ângulo de dilatância parece afetar mais os mecanismos no caso de EI_{cb} do que no caso de $100EI_{cb}$; tal está de acordo com a maior influência do ângulo de dilatância no ϕ'_{col} para o primeiro caso do que para o segundo;
- no caso EI_{cb} o aumento de ψ parece resultar no aumento do volume do mecanismo do lado passivo, e numa diminuição do lado ativo;
- no caso $100EI_{cb}$ observa-se um aumento gradual do volume de solo deslocado no lado passivo;

4.4.3 Deslocamentos da cortina

Relativamente aos deslocamentos da cortina na última fase de escavação (fase 8), estes podem ser observados na figura 4.18, onde são apresentados os resultados para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

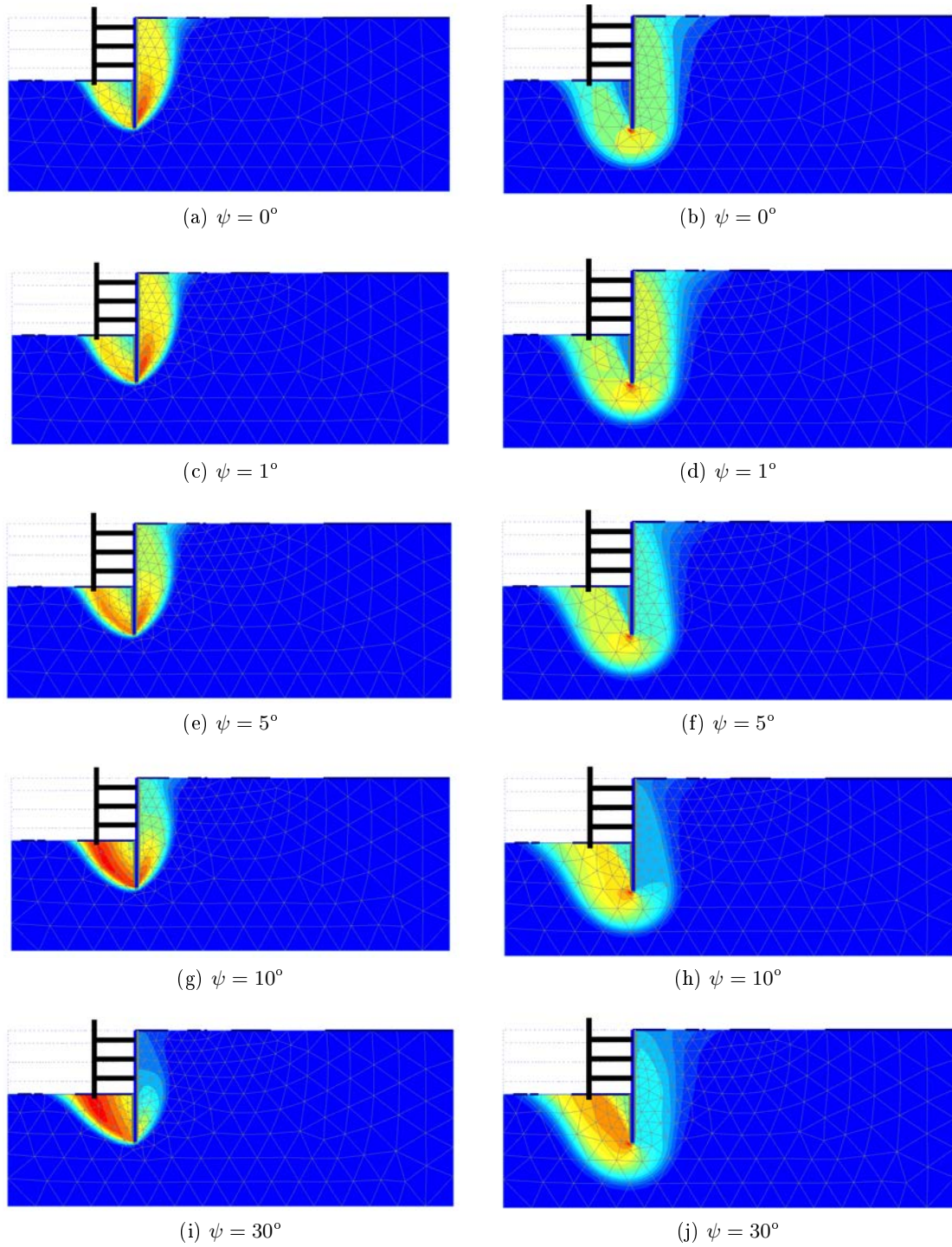


Figura 4.17: Deslocamentos totais no colapso para vários ângulos de dilatação - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

4.5. Influência do ângulo de resistência ao corte

Nesta figura verifica-se que os deslocamentos, tanto para EI_{cb} como $100EI_{cb}$ são praticamente idênticos para todos os valores do ângulo de dilatação estudados. No caso de $100EI_{cb}$ observa-se ainda um movimento de rotação da cortina. Constata-se assim que uma variação do ângulo de dilatação do solo não influencia os deslocamentos da cortina.

Na mesma figura (4.18), podem ser observados os deslocamentos da cortina na fase de colapso, para ambas as rigidezes estudadas. Nesta figura já se observam diferenças consideráveis entre os resultados para os vários ângulos de dilatação, principalmente para o caso da rigidez EI_{cb} . Verifica-se que ângulos de dilatação menores provocam maior deformação na cortina. No caso de $100EI_{cb}$, o movimento de rotação da cortina observado não abrange o comprimento de toda a cortina.

4.4.4 Deformada

Na figura 4.19 são apresentadas as deformadas correspondentes aos ângulos de dilatação anteriormente analisados, para ambas as rigidezes estudadas. Através das mesmas observa-se, como constatado anteriormente, o fato da variação do ângulo de dilatação não conduzir a variações significativas na deformação da estrutura. Sendo tal visível para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

4.5 Influência do ângulo de resistência ao corte

Para o estudo da influência do ângulo de resistência ao corte, foram considerados apenas dois valores, nomeadamente $\phi' = 30^\circ$ e $\phi' = 40^\circ$.

4.5.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Os resultados para o ângulo de resistência ao corte no colapso são apresentados na tabela 4.2. Observa-se que as diferenças numéricas são muito pequenas e portanto, este parâmetro não apresenta à partida, uma influência significativa nos resultados. Tal corresponde ao esperado, na medida em que um maior ângulo de resistência ao corte deverá conduzir a um maior coeficiente de segurança mas a um valor idêntico do ângulo de resistência ao corte para o qual se verifica o colapso.

Tabela 4.2: Influência do ângulo de resistência ao corte ϕ' , no ângulo de resistência ao corte no colapso, ϕ'_{col} .

$\phi' [^\circ]$	$\phi'_{col} [^\circ]$		
	EI_{cb}	$100EI_{cb}$	Costet e Sanglerat
30	18,1	10,7	21,4
40	17,4	10,6	21,4

4.5.2 Deslocamentos totais

Os deslocamentos totais obtidos na fase de colapso para os ângulos de resistência ao corte estudados apresentam-se na figura 4.20.

À semelhança do que foi visto anteriormente, a diferença entre os resultados de EI_{cb} e $100EI_{cb}$

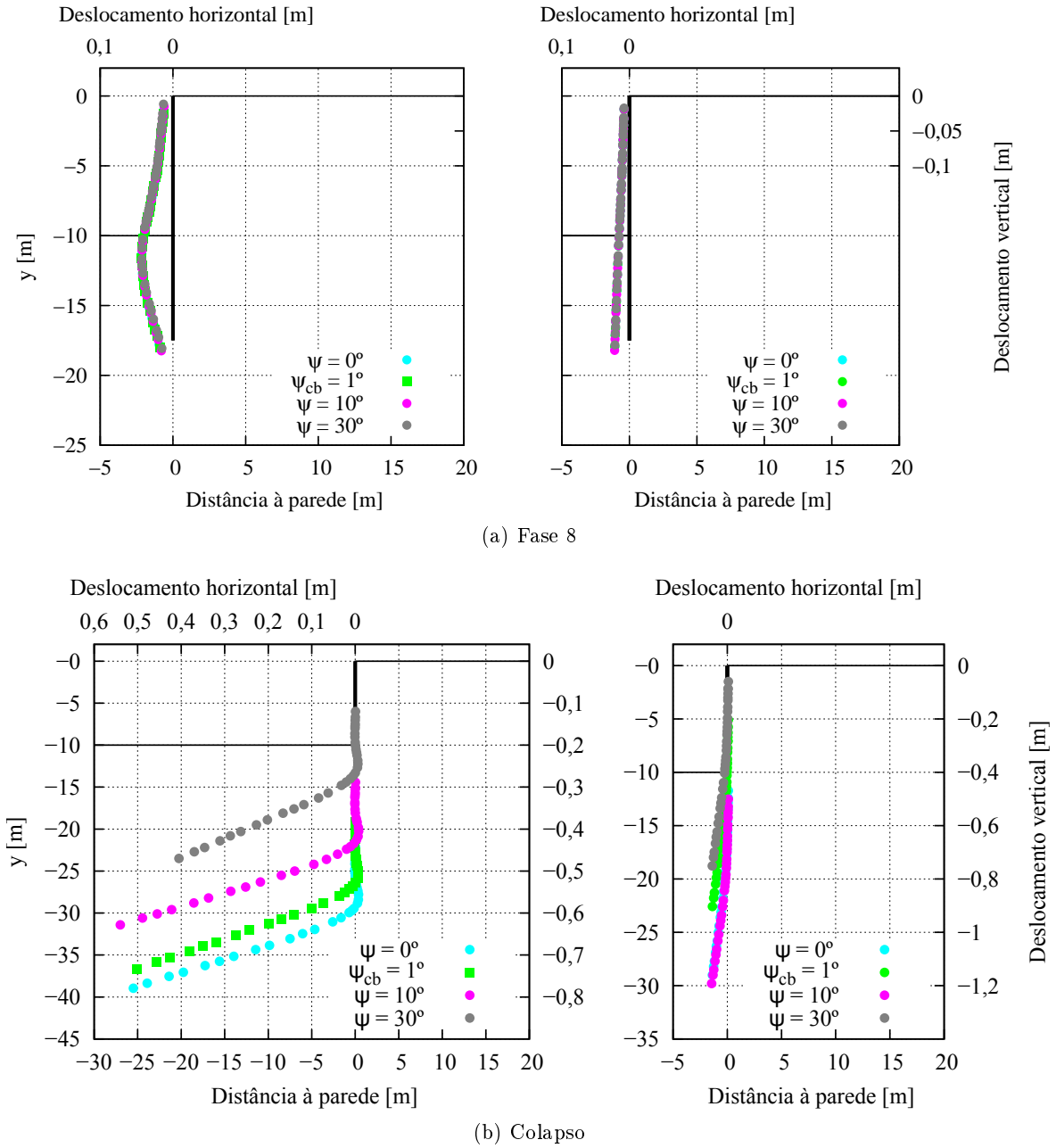


Figura 4.18: Deslocamentos da cortina - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

consiste na existência de deslocamentos abaixo do pé da cortina. Comparando os resultados de $\phi' = 30^\circ$ e $\phi' = 40^\circ$, observa-se uma semelhança entre os mecanismos formados.

4.5.3 Deslocamentos da cortina

Na figura 5.4 são apresentados os resultados para os deslocamentos da cortina na fase 8 para EI_{cb} e $100EI_{cb}$. À semelhança dos resultados anteriores os resultados são muito semelhantes, havendo uma pequena diferença para EI_{cb} que se faz notar ao longo da altura enterrada. Para $100EI_{cb}$ os deslocamentos são idênticos em todo o comprimento da cortina.

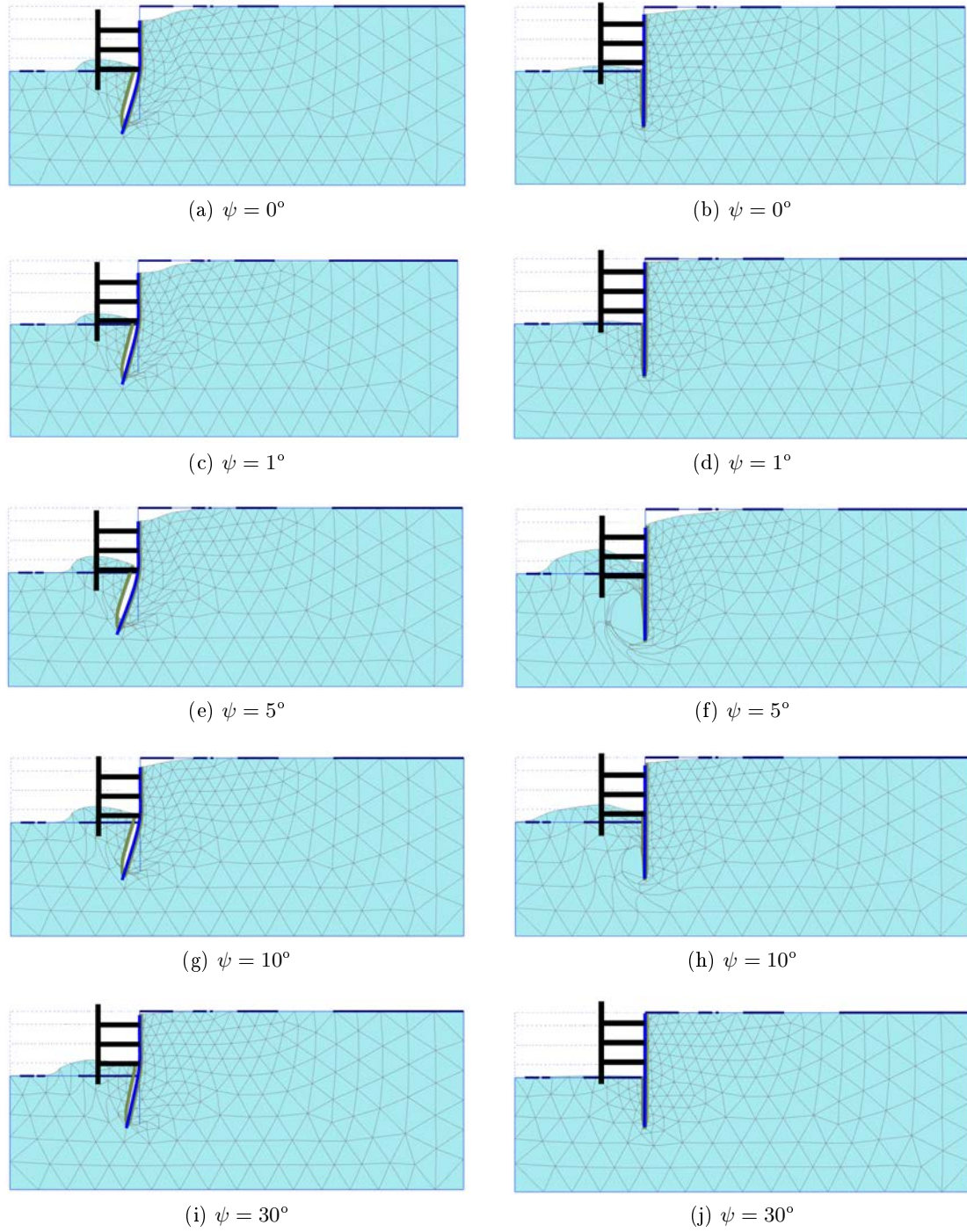


Figura 4.19: Deformada no colapso para vários ângulos de dilatação - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

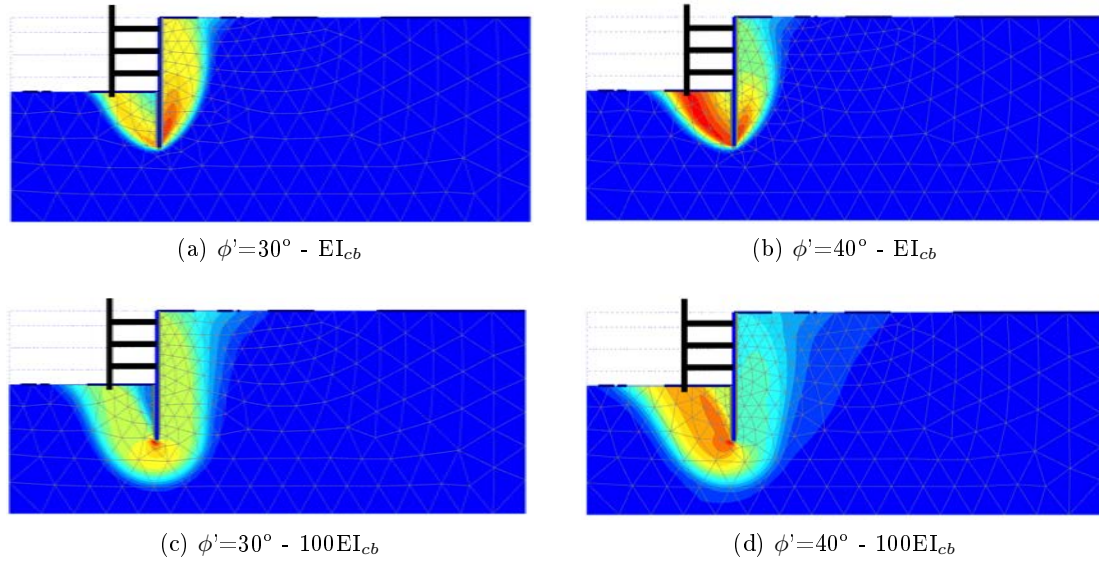


Figura 4.20: Deslocamentos totais no colapso para $\phi' = 30^\circ$ e $\phi = 40^\circ$.

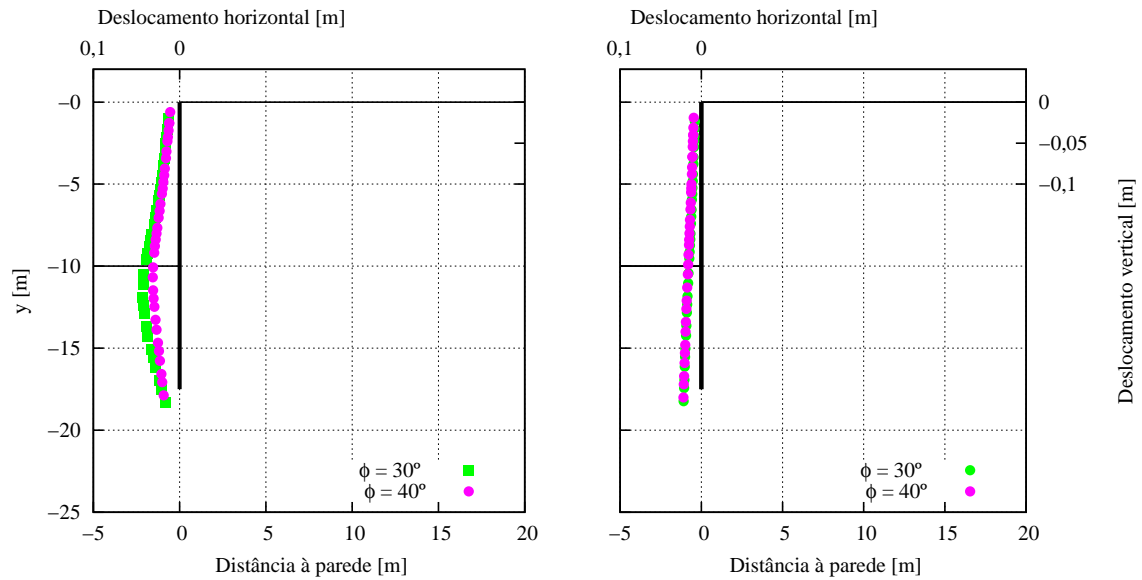


Figura 4.21: Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} e $100EI_{cb}$

4.5.4 Deformada

A deformada no colapso para os valores estudados é ilustrada na figura 4.22. À semelhança dos deslocamentos totais, a deformação nos dois modelos é idêntica para cada uma das rigidezes.

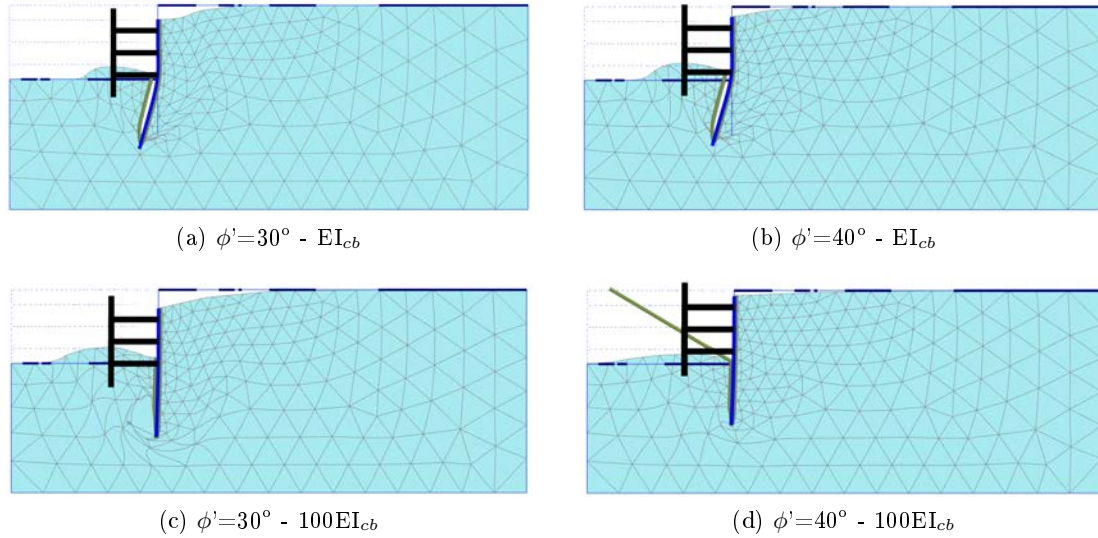


Figura 4.22: Deformada no colapso para $\phi' = 30^\circ$ (esquerda) e $\phi = 40^\circ$ (direita).

4.6 Influência das características mecânicas do solo

Para o estudo das características mecânicas do solo foram realizados modelos em que se variou simultaneamente o módulo de deformabilidade do solo, o ângulo de resistência ao corte e o coeficiente de impulso em repouso. Na tabela 4.3 são apresentados os valores tomados para cada parâmetro em cada caso de estudo. Através dos modelos designados por Caso base, Caso 3 e Caso 5, pretende-se determinar a influência do ângulo de resistência ao corte e da rigidez do solo no colapso, de um solo normalmente consolidado, adotando-se $K_0 = 1 - \sin \phi'$. Os modelos designados por Caso base, Caso 4 e Caso 6 permitem a determinação da influência das características mecânicas do solo no colapso.

Tabela 4.3: Características mecânicas do solo estudadas.

	$E_{50}^{ref} [kPa]$	$\phi' [^\circ]$	K_0
Caso base	25000	30	0,500
Caso 2	25000	40	0,357
Caso 3	45000	35	0,426
Caso 4	45000	35	0,650
Caso 5	90000	40	0,357
Caso 6	90000	40	0,800

4.6.1 Ângulo de resistência ao corte

Os ângulos de resistência ao corte no colapso obtidos para os vários modelos considerados, são apresentados na tabela 4.4. Na figura 4.23 pode observar-se a representação gráfica do ângulo de resistência ao corte no colapso em função do ângulo de resistência ao corte adotado. Verifica-se o seguinte:

- a influência das características mecânicas do solo é mais pronunciada em $100EI_{cb}$ que em EI_{cb} e consecutivamente em solos normalmente consolidados para o último caso;
- no caso de $100EI_{cb}$ observa-se uma diminuição progressiva do ângulo de resistência ao corte no colapso. Contrastando com o comportamento apresentado em EI_{cb} .

Tabela 4.4: Influência das características mecânicas do solo no colapso.

	$\phi'_{col} [^\circ]$	
	EI_{cb}	$100EI_{cb}$
Caso base	18,1	10,7
Caso 2	18,7	7,3
Caso 3	17,7	8,8
Caso 4	18,9	8,8
Caso 5	20,3	7,8
Caso 6	20,0	7,5

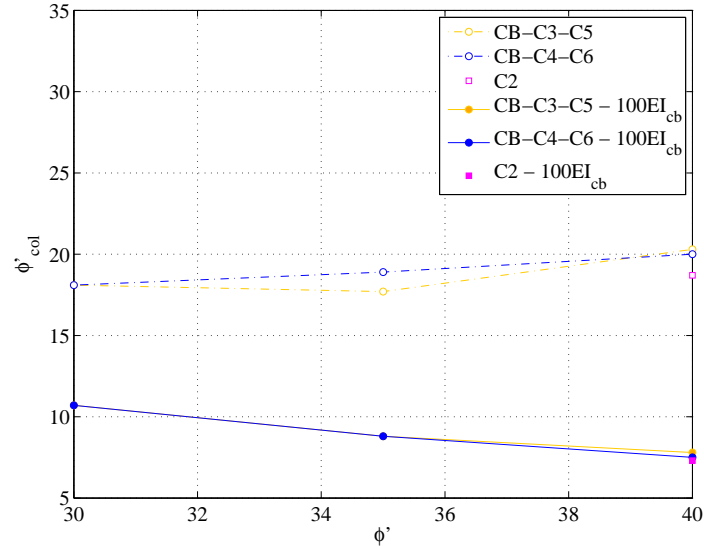


Figura 4.23: Influência das características mecânicas do solo no colapso.

4.6.2 Deslocamentos totais

Na figura 4.24 são apresentados os resultados referentes aos deslocamentos totais do solo no colapso para os vários casos de estudo anteriormente apresentados. Na mesma figura podem observar-se os resultados correspondentes a EI_{cb} e $100EI_{cb}$. As considerações mais importantes a fazer são:

- para EI_{cb} a distribuição dos deslocamentos totais parece ser muito semelhante;
- para $100EI_{cb}$ as maiores diferenças na distribuição dos deslocamentos correspondem aos casos 2,5 e 6, que estão associados ao maiores ângulo de resistência ao corte adotado.

4.6.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos da cortina na fase 8 para os presentes casos de estudo encontram-se na figura 4.25 , onde são apresentados os resultados para EI_{cb} e $100EI_{cb}$. Através desta figura verifica-se o seguinte:

- as deformação da parede obtida nesta fase é semelhante em todos os casos e para as duas rigidezes estudadas;
- o caso base, que corresponde ao modelo com menor ângulo de resistência ao corte e módulo de deformabilidade, está associado a maiores deslocamentos, tanto para EI_{cb} como $100EI_{cb}$;
- para $100EI_{cb}$ há uma sobreposição de resultados para os casos base e 2, verificando-se ainda que o caso 6 apresenta deslocamentos muito próximos de zero.

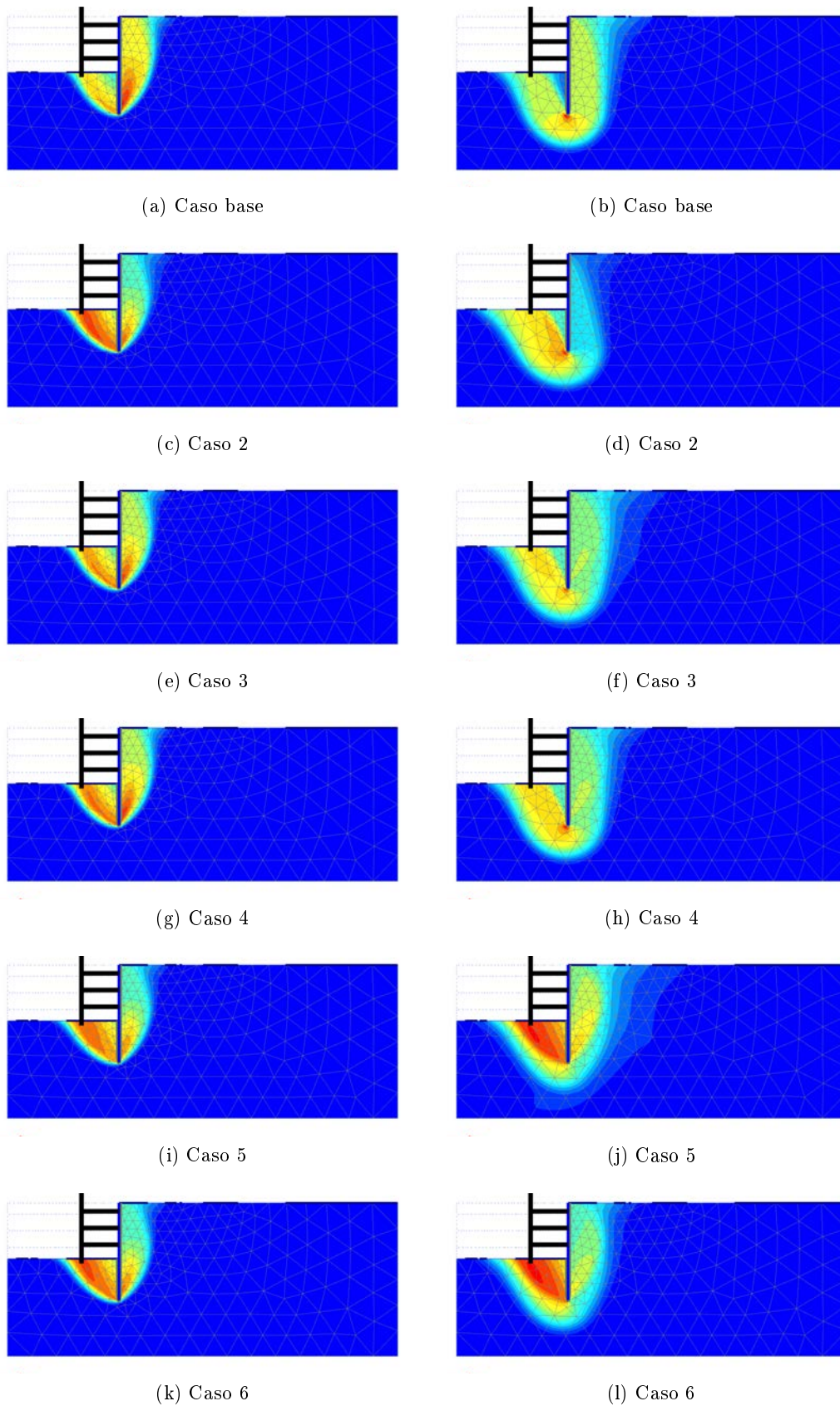


Figura 4.24: Deslocamentos totais no colapso - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

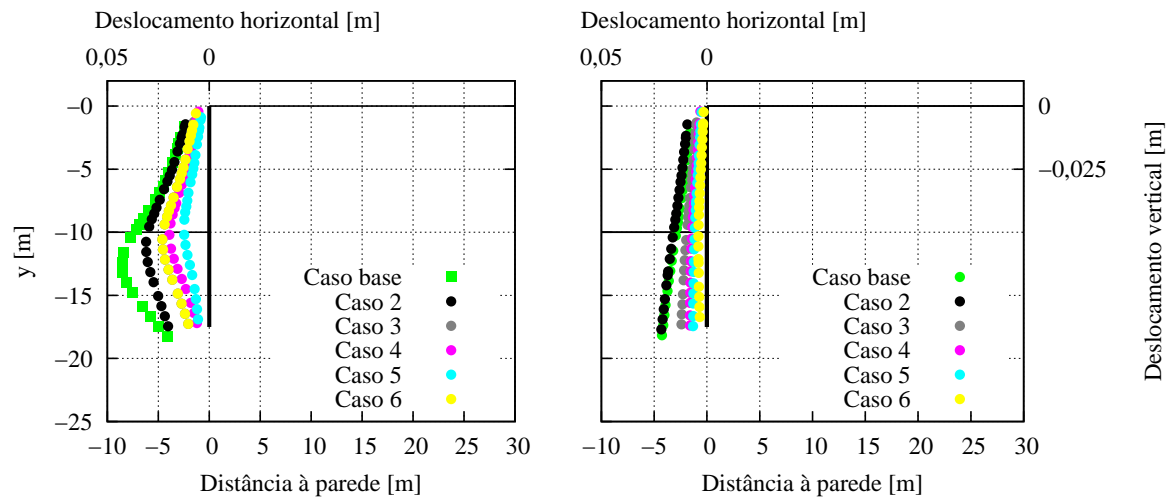


Figura 4.25: Deslocamentos da cortina para vários casos com variação das características mecânicas do solo - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Capítulo 5

Estudo paramétrico referente à geometria

5.1 Introdução

No presente capítulo é feita a análise da influência dos parâmetros geométricos do modelo em estudo, nomeadamente a altura enterrada (ficha), a largura da escavação, a distância ao estrato rígido, a escala da geometria e por fim a profundidade do nível freático.

Recorde-se que, à semelhança do estudo realizado nos capítulos anteriores será feita novamente a análise em paralelo para as rigidezes de EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

5.2 Influência da ficha

5.2.1 Ângulo de resistência ao corte

Para o estudo da influência da ficha foram estudados valores entre 3 (valor mínimo para o qual foi possível terminar o cálculo no programa Plaxis) e 9m. Na figura 5.1 são apresentados os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte no colapso.

Através da análise da figura referida observa-se em primeiro lugar que a ficha influencia fortemente, como esperado, os resultados de Costet e Sanglerat, na medida em que o intervalo de valores que o ângulo de resistência ao corte no colapso varia é bastante elevado. Observa-se igualmente que um aumento do comprimento da ficha conduz a uma diminuição do ângulo de resistência ao corte no colapso, tal como seria de esperar. Para EI_{cb} ($\phi' = 30^\circ$), observa-se uma tendência decrescente para todas as fichas, exceto no intervalo entre 4,5 e 5m, que corresponde a uma zona de transição entre fichas pequenas e grandes. Para fichas pequenas, o comportamento da cortina com EI_{cb} é próximo do "rígido", para fichas grandes aproxima-se, mas ou menos bruscamente, do comportamento flexível. Analisando os resultados referentes a $100EI_{cb}$ ($\phi' = 30^\circ$) observa-se uma diminuição progressiva do ângulo de resistência ao corte no colapso com o aumento da ficha.

Observa-se ainda que um aumento da ficha, para o caso de rigidez EI_{cb} , conduz a uma aproximação dos valores resultantes do cálculo analítico.

Face à instabilidade dos resultados cujas fichas estão compreendidas entre 4,5 e 5m, optou-se por fazer a mesma análise com um ângulo de resistência ao corte de 40° (Caso 2), como se observa na mesma figura. Consta-se assim que para este caso a variação do ângulo de resistência ao corte no colapso é menor, comparativamente com os resultados anteriormente apresentados para $\phi' = 30^\circ$, mas há, tal como para esse caso, um aumento de ϕ'_{col} apesar de menos brusco, na mesma gama de f . Para $100EI_{cb}$ verifica-se uma sobreposição quase perfeita com os resultados de $\phi' = 30^\circ$ obtidos também para $100EI_{cb}$.

Como se viu no capítulo anterior, o peso volúmico constitui um parâmetro de grande influência no valor de ϕ'_{col} . Desta forma, foram estudados alguns valores de γ para o caso de $100EI_{cb}$ com $\phi' = 40^\circ$, para a menor ficha ($f=3m$) e para a ficha adotada no caso base ($f=7,5m$). De notar que os valores apresentados são os menores possíveis, isto é, que não causam colapso da estrutura até à última fase de escavação. Observa-se através destes resultados que uma diminuição no peso volúmico conduz a um aumento significativo do valor de ϕ'_{col} , sendo mais pronunciado no caso em que a ficha tem menor comprimento.

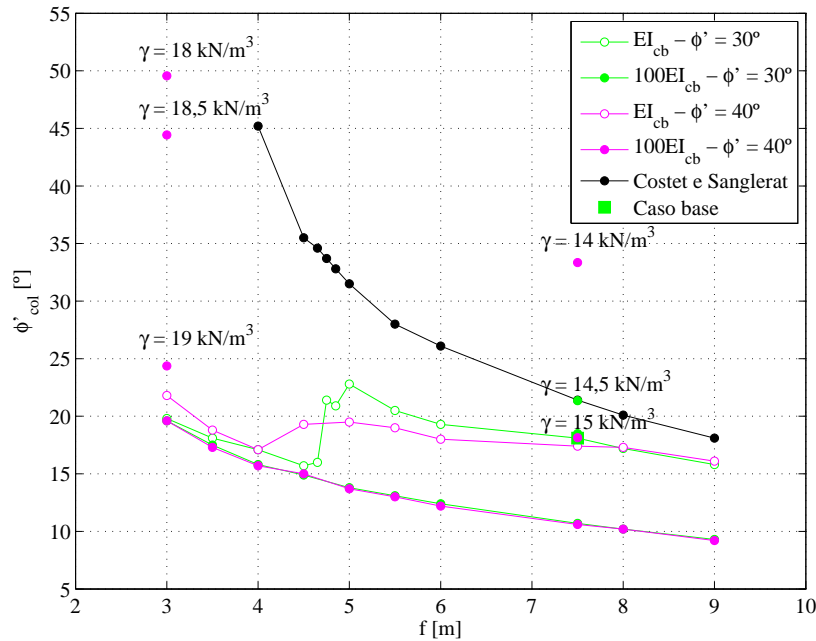


Figura 5.1: Influência da ficha no ângulo de resistência ao corte no colapso.

5.2.2 Deslocamentos totais

Relativamente aos deslocamentos totais, na figura 5.2 são apresentadas as imagens correspondentes ao colapso para a rigidez EI_{cb} , podendo constatar-se o seguinte:

- no caso de EI_{cb} , os mecanismos correspondentes a $\phi' = 40^\circ$ parecem apresentar, globalmente, menor variação com a ficha do que no caso $\phi' = 30^\circ$; tal parece estar de acordo com a maior variação de ϕ'_{col} para $\phi' = 30^\circ$ do que para $\phi' = 40^\circ$;
- para fichas pequenas ($\leq 4,5m$ no caso de $\phi' = 30^\circ$) o mecanismo parece envolver solo abaixo da extremidade inferior da ficha, o que não acontece para os maiores valores de f ; para estes casos o valor de ϕ'_{col} aproxima-se dos obtidos para $100EI_{cb}$;

- a mudança no mecanismo, que ocorre para $f = 4,5\text{m}$ (no caso de $\phi' = 30^\circ$) e para f de 4 para $4,5\text{m}$ (no caso de $\phi' = 40^\circ$) tem associado um aumento de ϕ'_{col} .

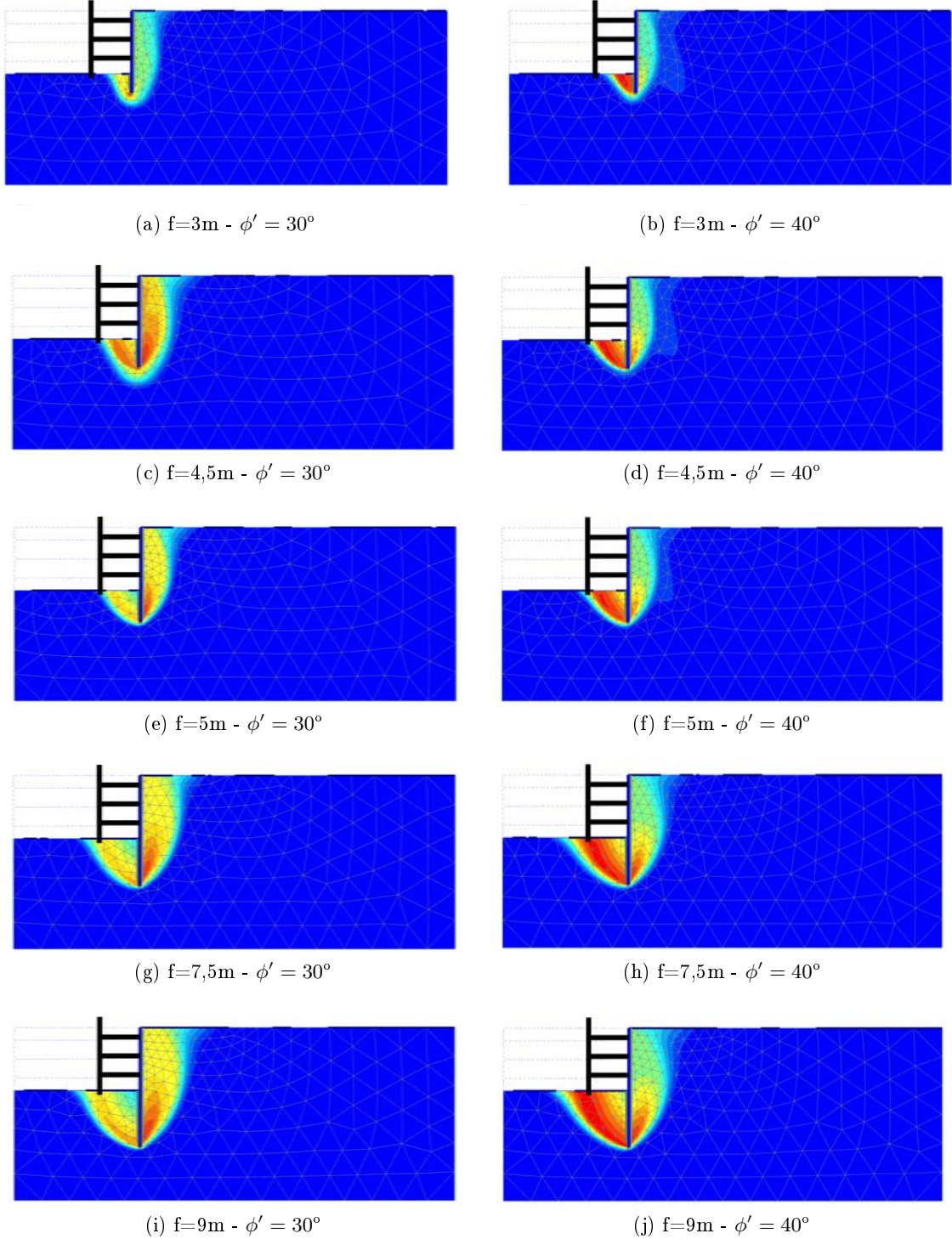


Figura 5.2: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas - EI_{cb} .

Na figura 5.3, podem ser observados os deslocamentos totais no colapso obtidos para os dois ângulos de resistência ao corte estudados, para a rigidez $100EI_{cb}$. Neste caso, observa-se um

Capítulo 5. Estudo paramétrico referente à geometria

aumento bastante significativo da massa de solo movimentada com o aumento da ficha (para ambos os ângulos, chegando a uma distância bastante próxima do estrato rígido para uma ficha de comprimento igual a 9m. O caso de $\phi' = 40^\circ$ parece envolver maiores volumes do lado passivo e menores do ativo do que o caso $\phi' = 30^\circ$; tal alteração não tem consequências em ϕ'_{col} .

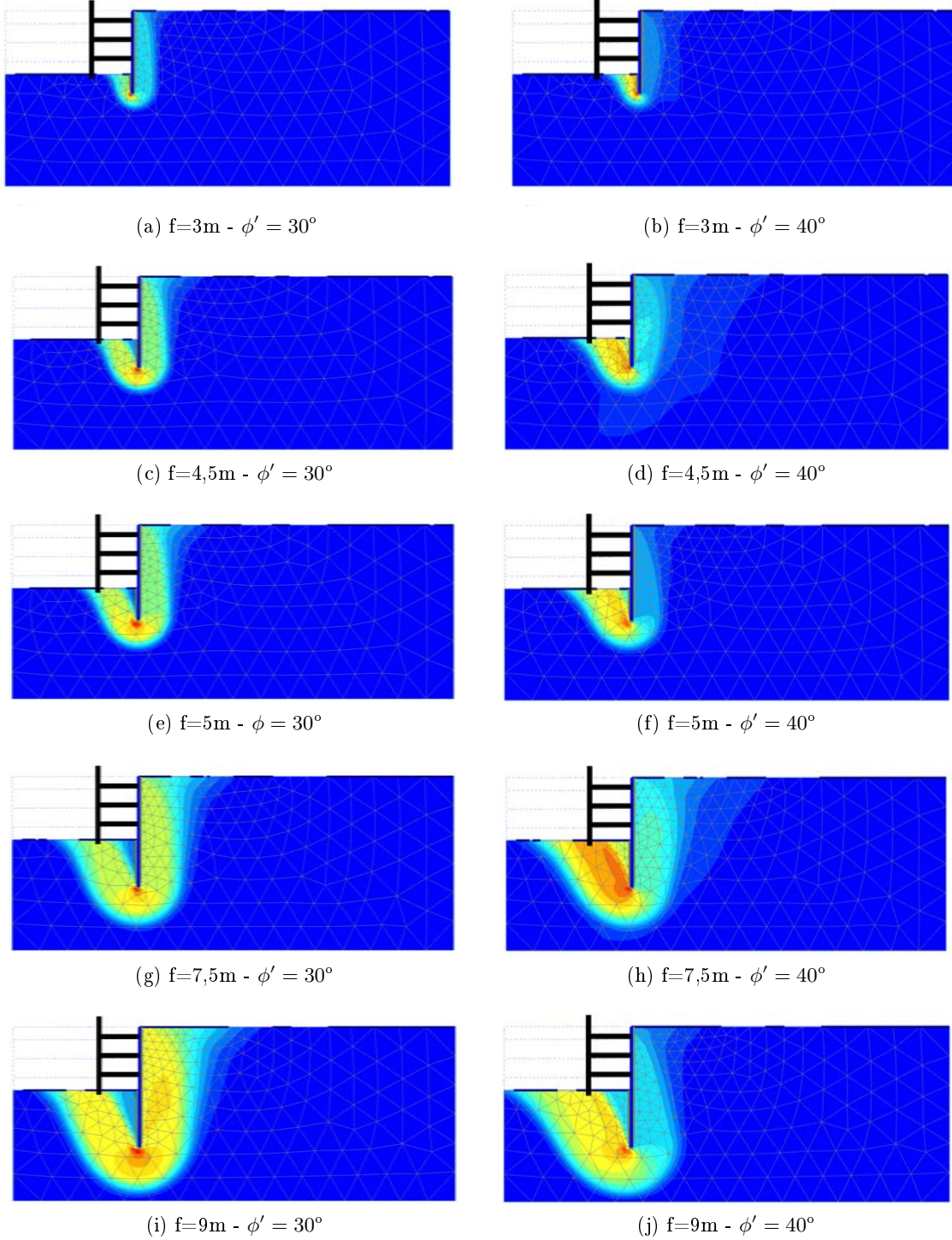


Figura 5.3: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas - $100EI_{cb}$.

5.2.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos da cortina na fase 8, para os dois ângulos de resistência ao corte estudados apresentam-se na figura 5.4, onde constam os resultados para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Para $\phi' = 30^\circ$ observam-se dois comportamentos distintos da cortina relativamente a EI_{cb} . Isto é, para fichas pequenas, inferiores a 4,5m, a ficha sofre deslocamentos consideráveis horizontais na extremidade inferior da ficha, motivados pelo deslocamento da massa de solo abaixo do pé da mesma, como visto anteriormente na análise dos deslocamentos totais no colapso. Para fichas superiores a 7,5m, o comportamento é diferente, como se observa o pé da cortina sofre deslocamentos muito reduzidos, enquanto os deslocamentos mais significantes ocorrem abaixo da altura de escavação. Para a rigidez $100EI_{cb}$ os resultados são todos coincidentes e os deslocamentos muito pequenos comparativamente com EI_{cb} , como seria de esperar.

Observando agora na mesma figura os resultados para $\phi' = 40^\circ$, ao contrário de $\phi' = 30^\circ$ (EI_{cb}), os deslocamentos da cortina neste caso são praticamente idênticos, verificando-se o mesmo para $100EI_{cb}$.

Comparando os dois resultados constata-se que os deslocamentos obtidos para $\phi' = 40^\circ$ são consideravelmente inferiores aos de $\phi' = 30^\circ$. Verifica-se ainda uma concordância destes resultados com os anteriormente apresentados para o ângulo de resistência ao corte no colapso, visto que, a variação dos deslocamentos na cortina observada em $\phi' = 30^\circ$ (EI_{cb}) coincide com a variação do ângulo de resistência ao corte no colapso, como foi visto na figura 5.1.

5.2.4 Deformada

Nas figuras 5.5 e 5.6 são apresentadas as deformadas correspondentes a algumas fichas estudadas. Através da mesma pode então verificar-se o referido anteriormente na análise tanto dos deslocamentos totais do solo como da cortina.

5.2.5 Pontos plásticos

Os pontos plásticos referentes à fase 8 para EI_{cb} encontram-se na figura 5.7. Os resultados para $100EI_{cb}$ não são apresentados visto a distribuição dos pontos plásticos ser idêntica para ambos os casos estudados, à semelhança dos resultados apresentados para ϕ'_{col} .

Nesta figura observa-se que para $\phi'=30^\circ$, até uma ficha de 5m a distribuição dos pontos plásticos indica a formação de uma possível superfície de colapso ao nível da ficha. Para fichas de maior comprimento, constata-se que os pontos plásticos concentram-se no fundo da escavação, tardoz e em todo o comprimento da ficha.

No caso de $\phi'=40^\circ$, o número de pontos plásticos é bastante reduzido, localizando-se essencialmente no fundo da escavação e, para fichas pequenas (até 5m), em todo o seu comprimento.

5.2.6 Verificação ao levantamento hidráulico

Os resultados que permitem realizar a verificação ao levantamento hidráulico encontram-se na tabela 5.1, onde constam os coeficientes de segurança obtidos. Através da análise da referida

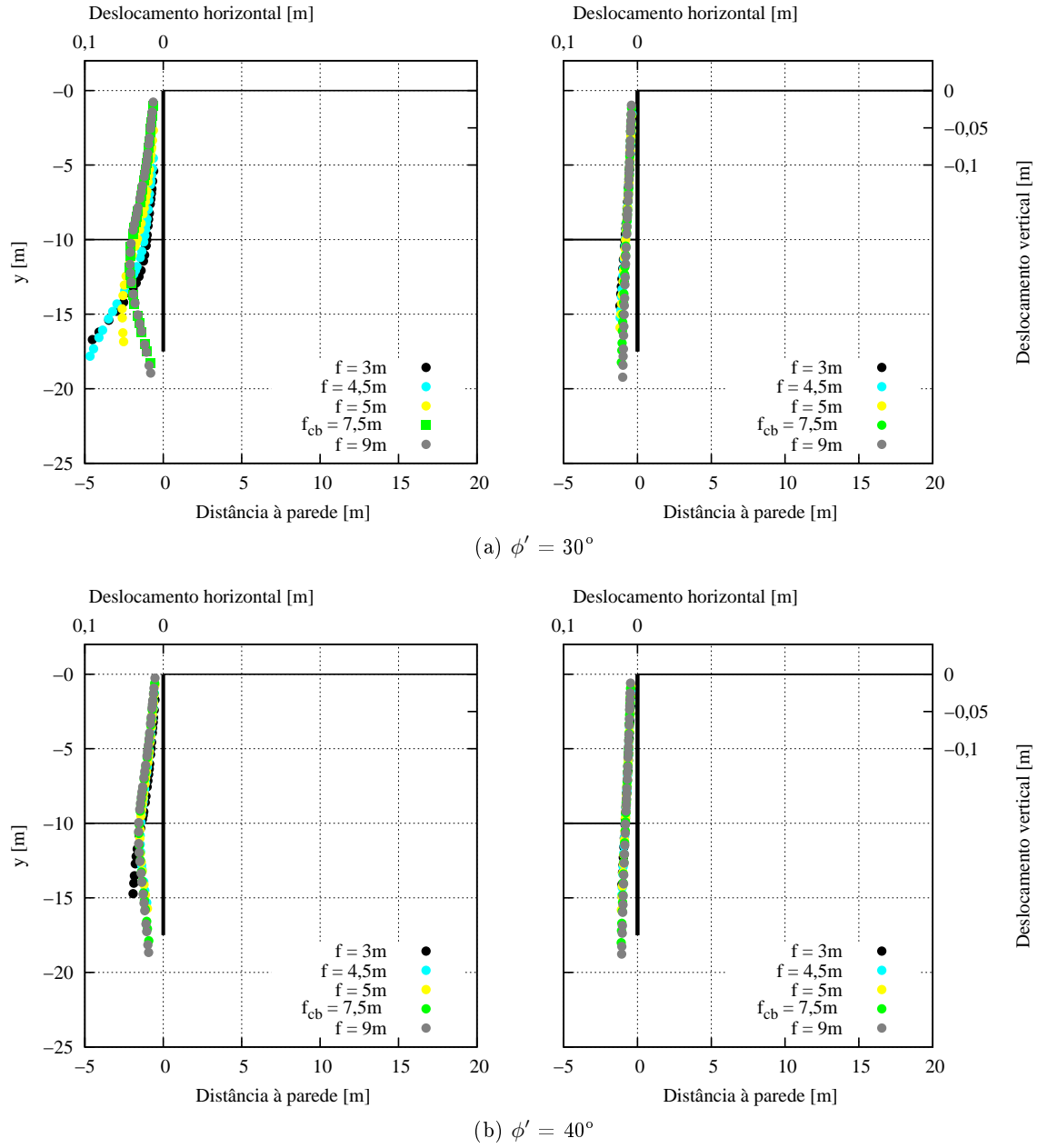


Figura 5.4: Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

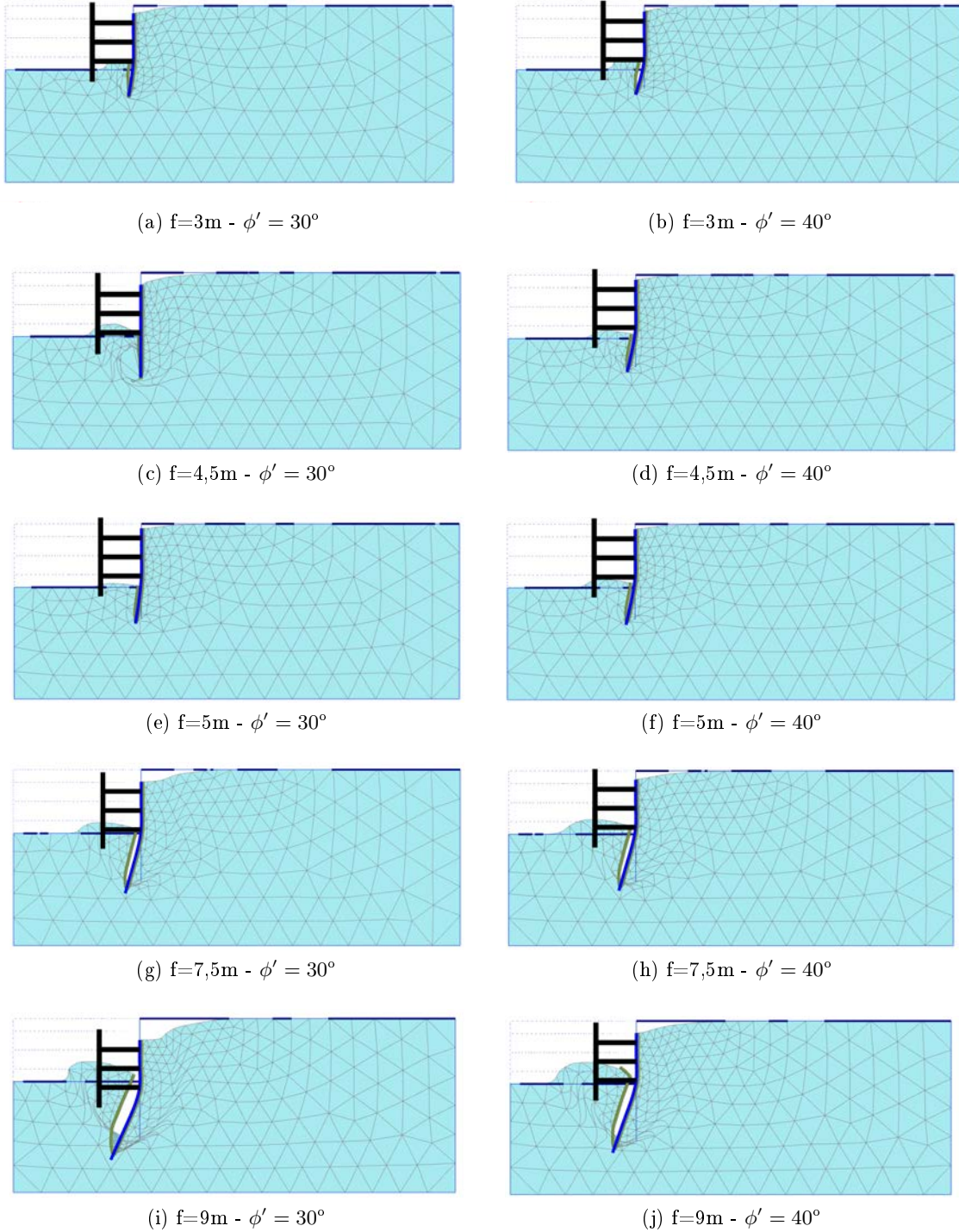


Figura 5.5: Deformada no colapso para várias fichas - EI_{cb} .

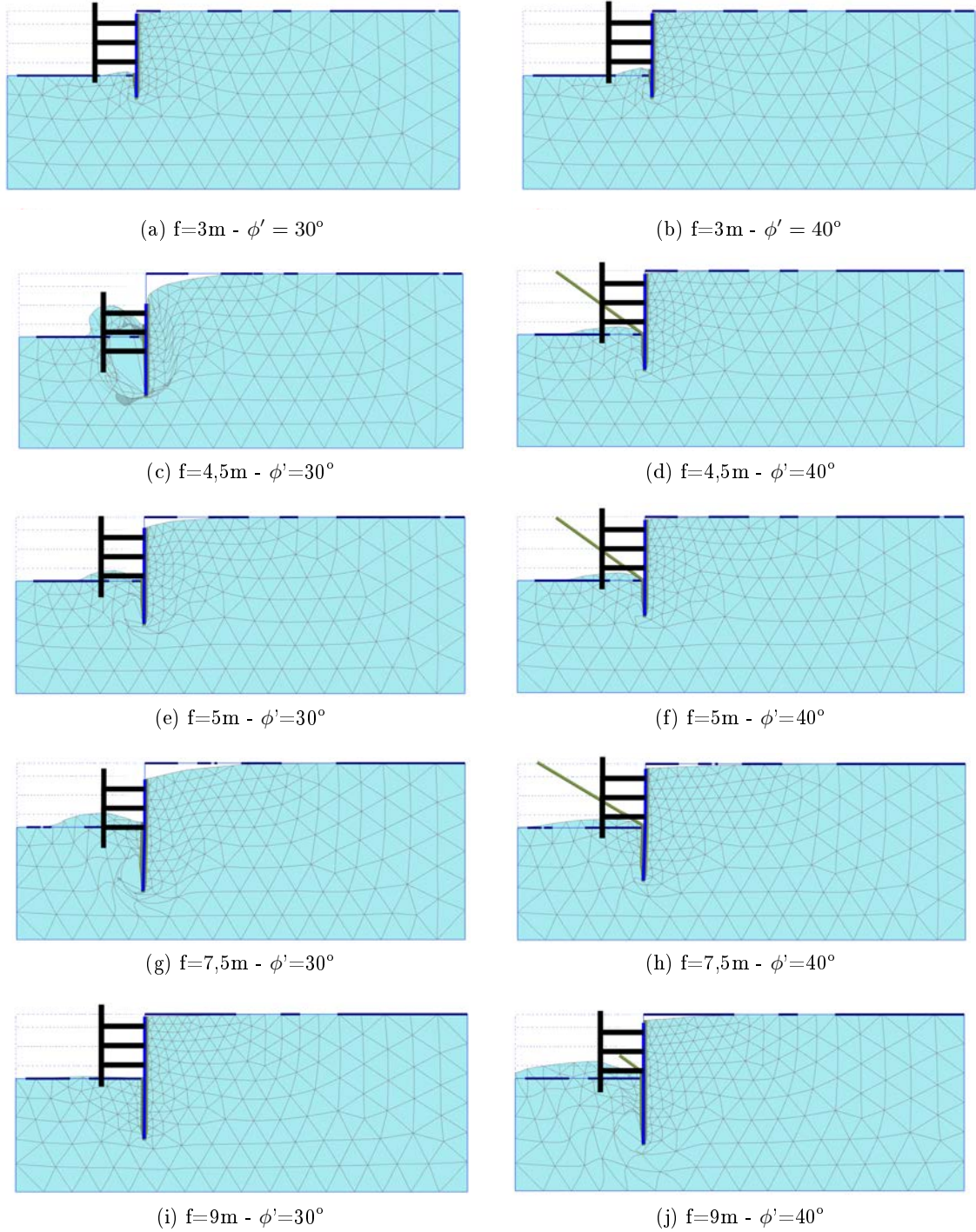


Figura 5.6: Deformadas no colapso para várias fichas - $100EI_{cb}$.

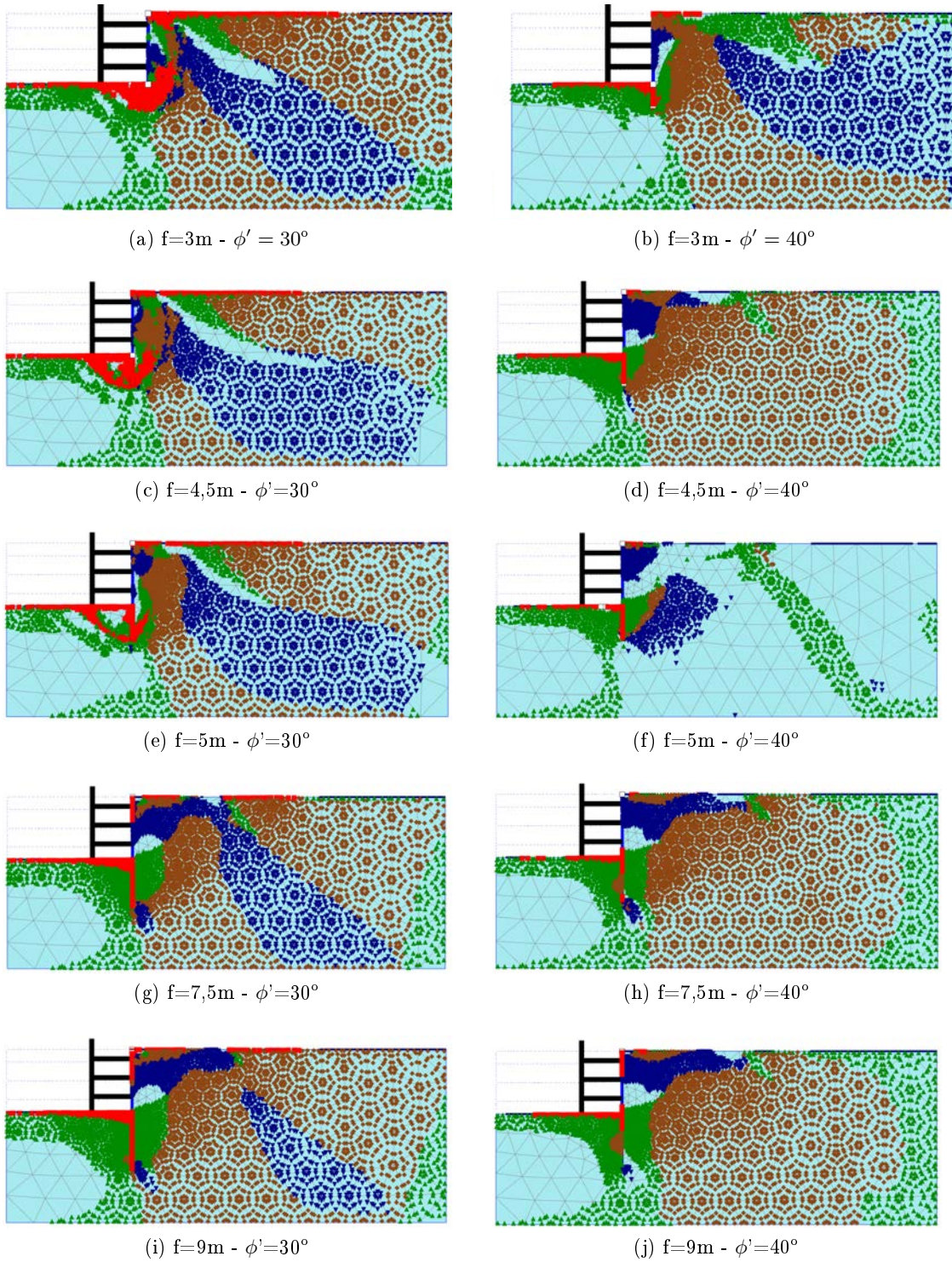


Figura 5.7: Pontos plásticos na fase 8 para várias fichas - EI_{cb} .

tabela, verifica-se que uma diminuição do comprimento da ficha corresponde a uma diminuição de todos os parâmetros, nomeadamente G , U e U_{perc} e, consecutivamente, do coeficiente de segurança. Observa-se ainda que todos os coeficientes de segurança obtidos são superiores a 1, e portanto o colapso não ocorre devido ao levantamento hidráulico em nenhum dos casos estudados.

Tabela 5.1: Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da ficha.

f [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	FS_{lh}
9	405,0	548,1	143,1	2,83
8	320,0	445,7	125,7	2,55
7,5	281,3	399,2	118,0	2,38
6	180,0	273,6	93,6	1,92
5,5	125,0	202,3	77,3	1,78
5	125,0	202,3	77,3	1,62
4,5	101,3	167,7	66,5	1,52
4	80,0	140,4	60,4	1,32
3,5	61,3	112,2	51,0	1,20
3	45,0	86,8	41,8	1,08

5.2.7 Análise dos modelos A, B e C

5.2.7.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Como observado anteriormente, a variação da ficha constitui um parâmetro de grande influência nos resultados do ângulo de resistência ao corte no colapso. Como tal, são apresentados seguidamente, na figura 5.8, os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte no colapso para os três modelos em análise. Nesta figura observa-se o seguinte:

- para $100EI_{cb}$, há em todos os casos uma diminuição de ϕ'_{col} com o aumento de f ; os valores de ϕ'_{col} são maiores para C, seguido de B e de A, como seria de esperar;
- para EI_{cb} , todos os casos - A, B e C - têm um comportamento em três fases:
 - para fichas pequenas (estrutura rígida) os resultados de ϕ'_{col} assemelham-se aos obtidos para $100EI_{cb}$;
 - para fichas grandes há um maior afastamento dos obtidos para $100EI_{cb}$ e a tendência é, igualmente, para menores ϕ'_{col} quando f aumenta;
 - entre fichas pequenas e grandes há uma zona intermédia em que ϕ'_{col} aumenta com f ; essa zona é brusca para o caso C (ocorre, como se viu, para $f=4,5m$) e gradual para A e B (entre 5 e cerca de 7,5m).

5.2.7.2 Deslocamentos totais

Na figura 5.9 encontram-se os deslocamentos totais no colapso para EI_{cb} , correspondentes aos modelos A, B e C para algumas fichas estudadas. Consta-se portanto o seguinte:

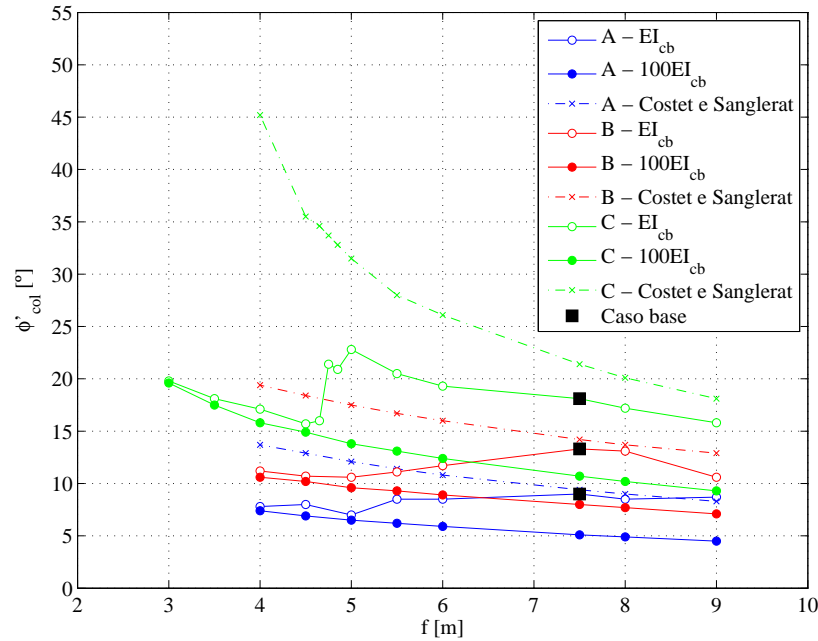


Figura 5.8: Influência da ficha no ângulo de resistência ao corte no colapso - Modelos A, B e C.

- nos modelos A e B, a partir de 7,5m deixa de se observar deslocamentos abaixo do pé da cortina, coincidindo com os pontos que apresentam maior ângulo de resistência ao corte no colapso, como apresentado anteriormente.

Na figura 5.10, são apresentados os deslocamentos totais no colapso para $100EI_{cb}$, referente às mesmas fichas apresentadas na análise de EI_{cb} . Constata-se que:

- o aumento da massa de solo deslocada é mais pronunciado que em EI_{cb} ;
- para $f = 9m$, a superfície de deslizamento passa muito próximo do estrato rígido;
- o volume da massa de solo deslocada é menor no modelo C.

5.2.8 Variação da ficha para várias rigidezes da parede

5.2.8.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Cálculos anteriores mostraram que a rigidez EI da parede tem uma influência significativa no valor de ϕ'_{col} . Mostraram igualmente que os valores de f , na medida em que influencia a rigidez da estrutura, têm igualmente uma influência significativa em ϕ'_{col} . Deste modo, procedeu-se ao estudo conjunto dos dois parâmetros - f e EI .

A análise da figura 5.11 mostra que até certo valor de f , que depende de EI (e que no caso $5EI_{cb}$ não é detetado), os resultados coincidem com os de $100EI_{cb}$. Trata-se do caso em que a estrutura se comporta como rígida, devido ao pequeno valor de f . A partir de certo valor de f , os resultados de ϕ'_{col} alteraram-se, aumentando para valores que dependem de EI , também.

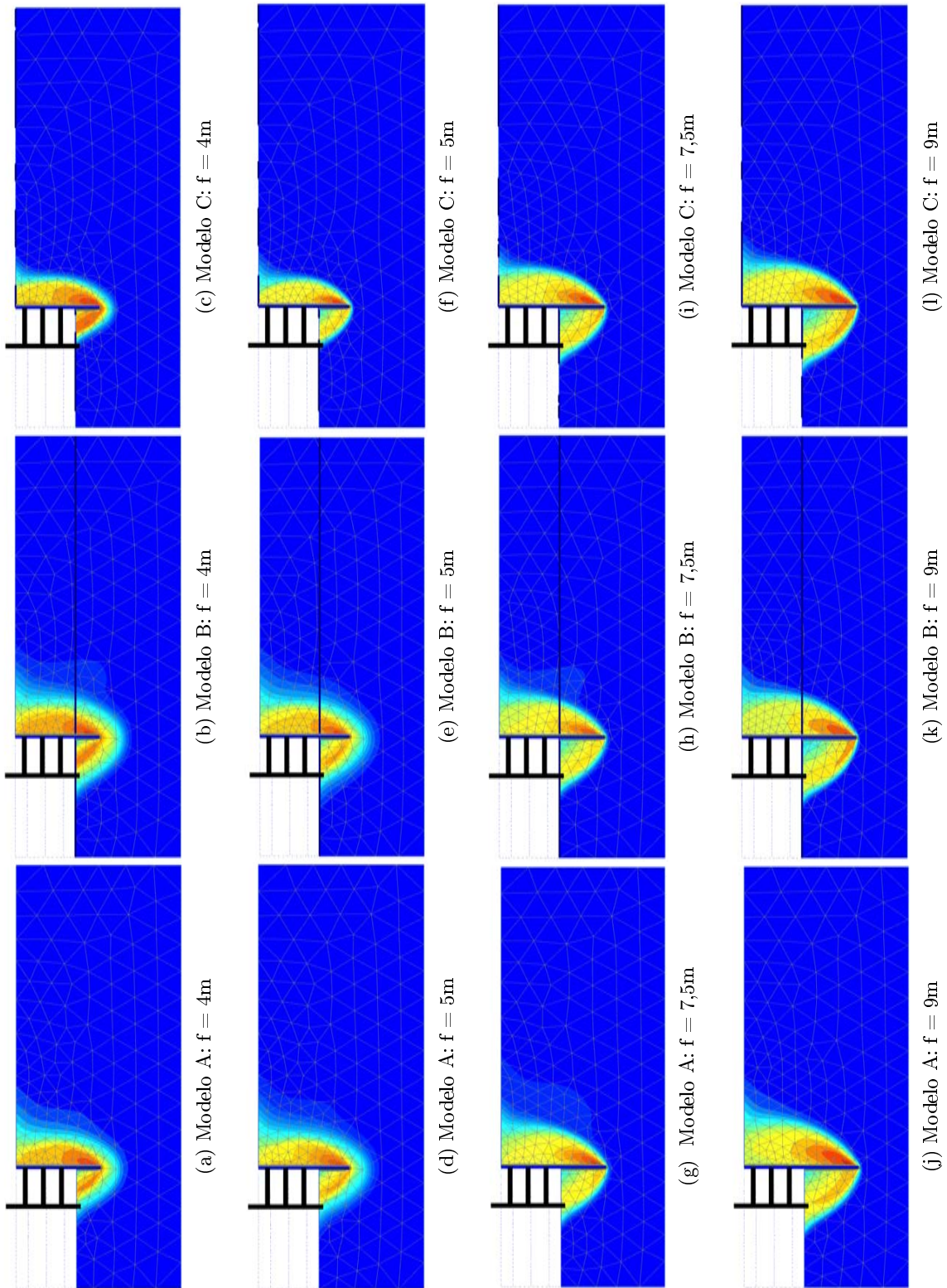


Figura 5.9: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com rigidez EL_{db} - Modelos A, B e C.

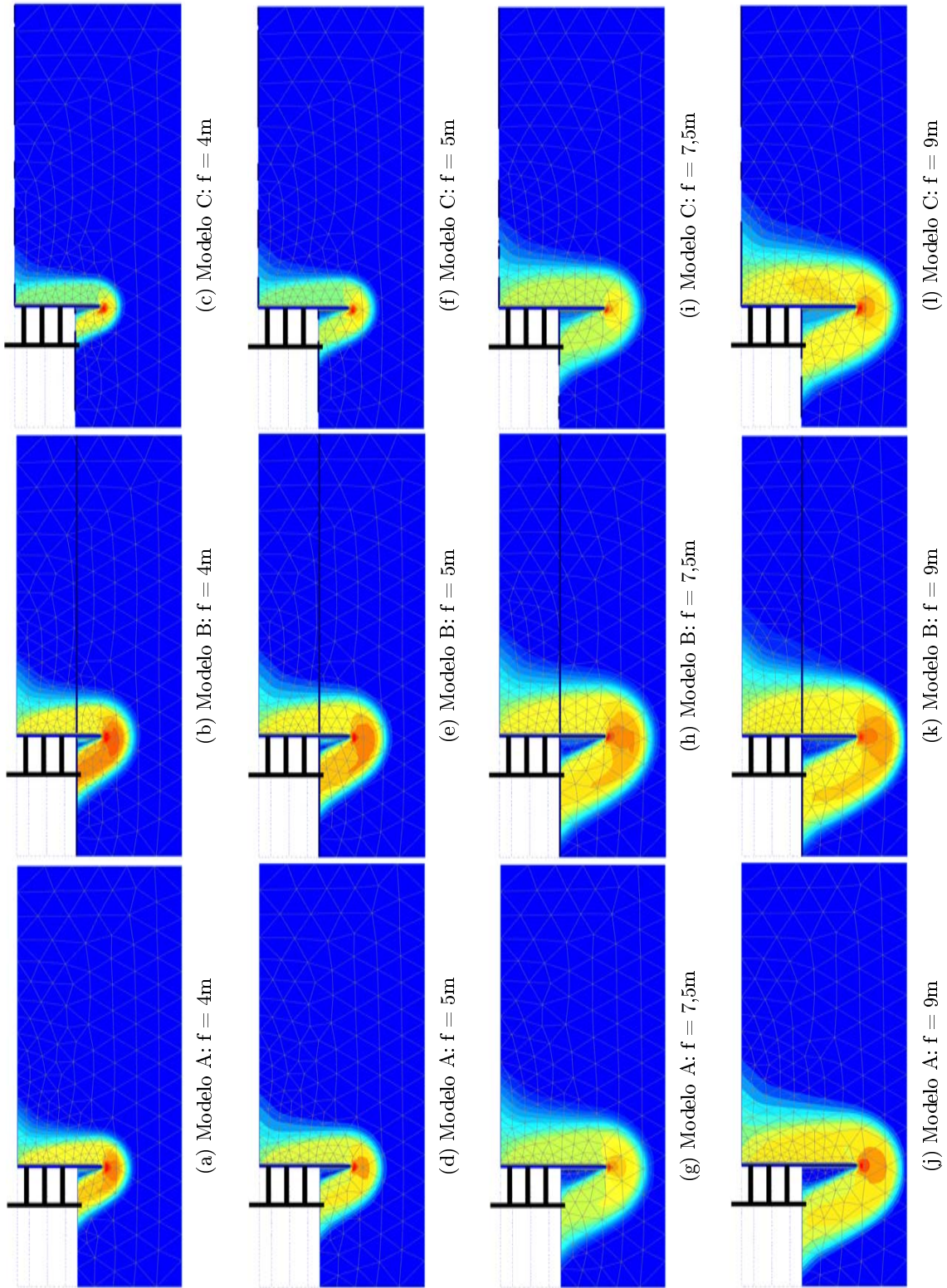


Figura 5.10: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com rigidez $100EI_{db}$ - Modelos A, B e C.

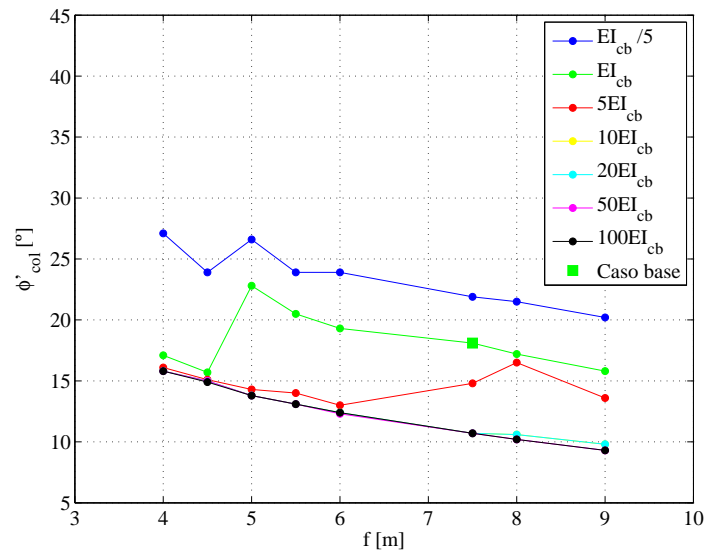


Figura 5.11: Influência da rigidez da parede no ângulo de resistência ao corte no colapso para várias fichas.

5.2.8.2 Deslocamentos totais

Os deslocamentos totais obtidos no colapso são apresentados na figura 5.12, onde constam os resultados para $EI_{cb}/5$, EI_{cb} , $5EI_{cb}$, $10EI_{cb}$ e $100EI_{cb}$. Para rigidezes superiores a $10EI_{cb}$ a distribuição dos deslocamentos totais é muito semelhante, pelo que não são apresentados os resultados entre esta rigidez e $100EI_{cb}$.

Constata-se através da observação da referida figura que as estruturas mais rígidas (maior valor de EI e/ou menor f) se caracterizam por existirem deslocamentos abaixo do pé da cortina, ao passo que nas mais flexíveis tal não acontece.

5.2.9 Variação da ficha para vários ângulos de dilatância

5.2.9.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Foi estudada ainda a influência da ficha para vários ângulos de dilatância, entre 1° e 30° . Os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte no colapso encontram-se na figura 5.13.

Através da análise da referida figura constata-se que para EI_{cb} a variação do ângulo de resistência ao corte no colapso é mais acentuada para ângulos de dilatância menores, contudo, para fichas com comprimento compreendido entre 4 e 4,5m, os resultados são bastante próximos. A partir de uma ficha de 6m os resultados apresentam um comportamento semelhante. Para a rigidez da cortina $100EI_{cb}$, observa-se que o ângulo de dilatância não tem influência significativa nos resultados, uma vez que há sobreposição dos resultados.

Na figura 5.14 são ilustrados os deslocamentos totais no colapso para alguns dos resultados obtidos. Através da mesma pode constatar-se o seguinte:

- independentemente do ângulo de dilatância do solo, o aumento da ficha contribui para o aumento da massa de solo deslocada no colapso;

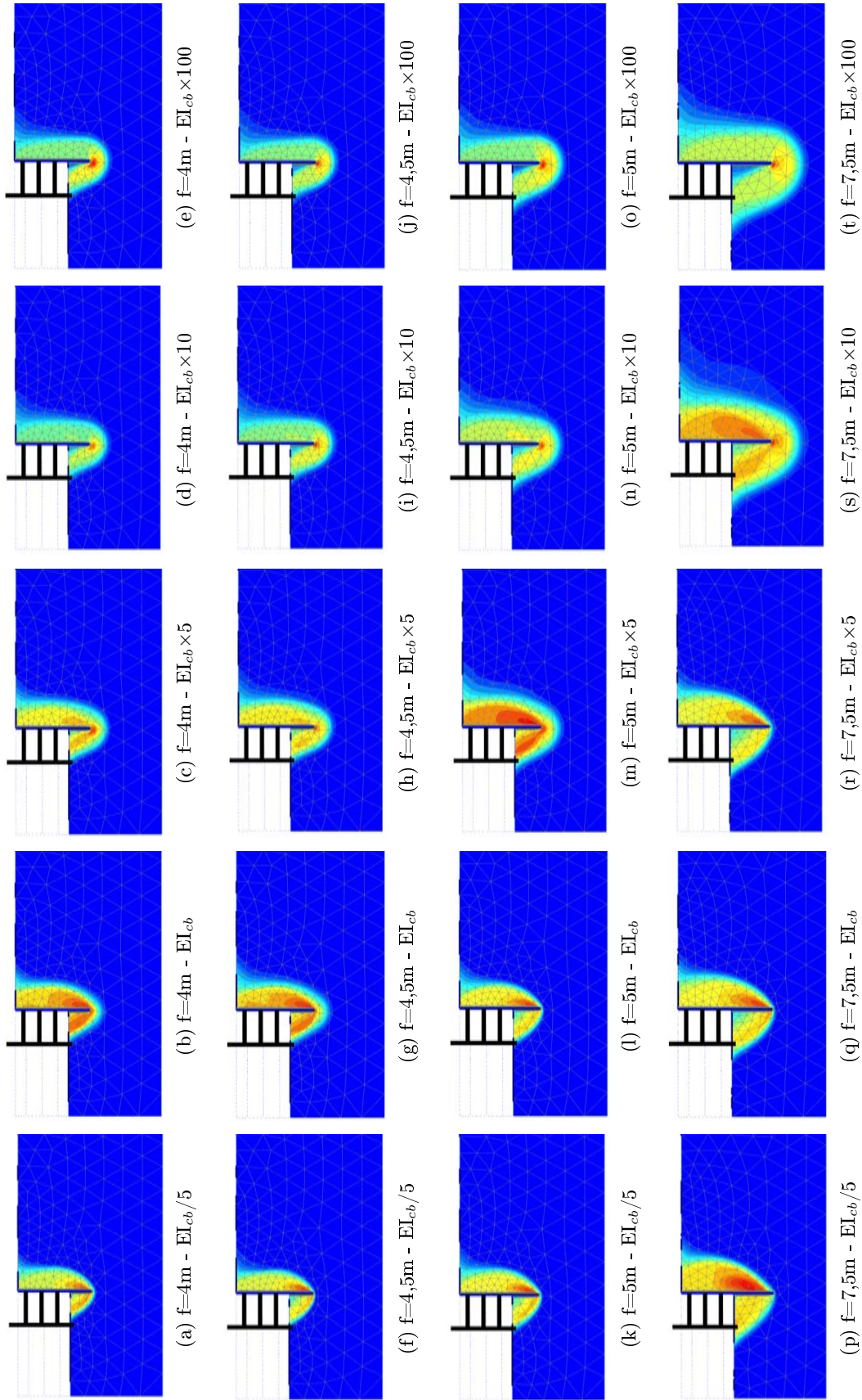


Figura 5.12: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com diferentes rigidezes da cortina.

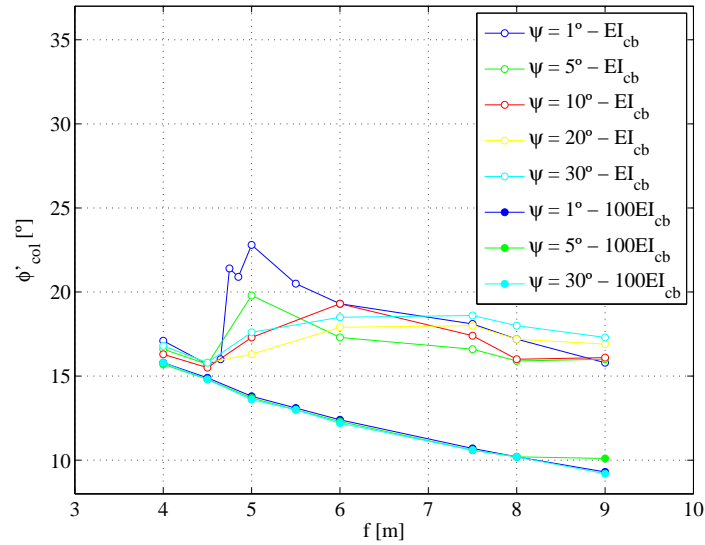


Figura 5.13: Influência do ângulo de dilatância no ângulo de resistência ao corte no colapso para várias fichas.

- até uma ficha de 4,5m, os resultados de $\psi=1^\circ$ e 5° apresentam deslocamentos do solo abaixo do pé da cortina. Para fichas superiores tal não acontece e portanto o ângulo de resistência ao corte no colapso aumenta, apresentando maior dispersão nos resultados, como visto na figura 5.13;
- para $\psi=30^\circ$ os deslocamentos significativos ocorrem principalmente no fundo da escavação.

5.2.9.2 Deslocamentos totais

Quanto aos deslocamentos totais obtidos no colapso para EI_{cb} e $100EI_{cb}$, estes podem ser observados respectivamente nas figuras 5.14 e 5.15, onde se verifica o seguinte:

- para EI_{cb} a distribuição dos deslocamentos é muito semelhante para ângulos de dilatância de 1° e 5° . À medida que o mesmo aumenta, os deslocamentos mais significativos dão-se no fundo da escavação, ao nível da ficha;
- no caso de $100EI_{cb}$, observa-se, com o aumento do ângulo de dilatância, uma diminuição do volume de solo deslocado no lado ativo, e um aumento no lado passivo. Como já visto anteriormente, o aumento da ficha conduz a um aumento do volume de solo deslocado, sendo tal evidente para todos os ângulos de dilatância.

5.3 Influência da largura de escavação

5.3.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Para o estudo da influência da largura de escavação, foram considerados valores para $L/2$ entre 3,25m (valor mínimo para o qual não ocorre colapso no Plaxis até à fase 8) e 20m. Os ângulos de resistência ao corte no colapso obtidos são apresentados na figura 5.16.

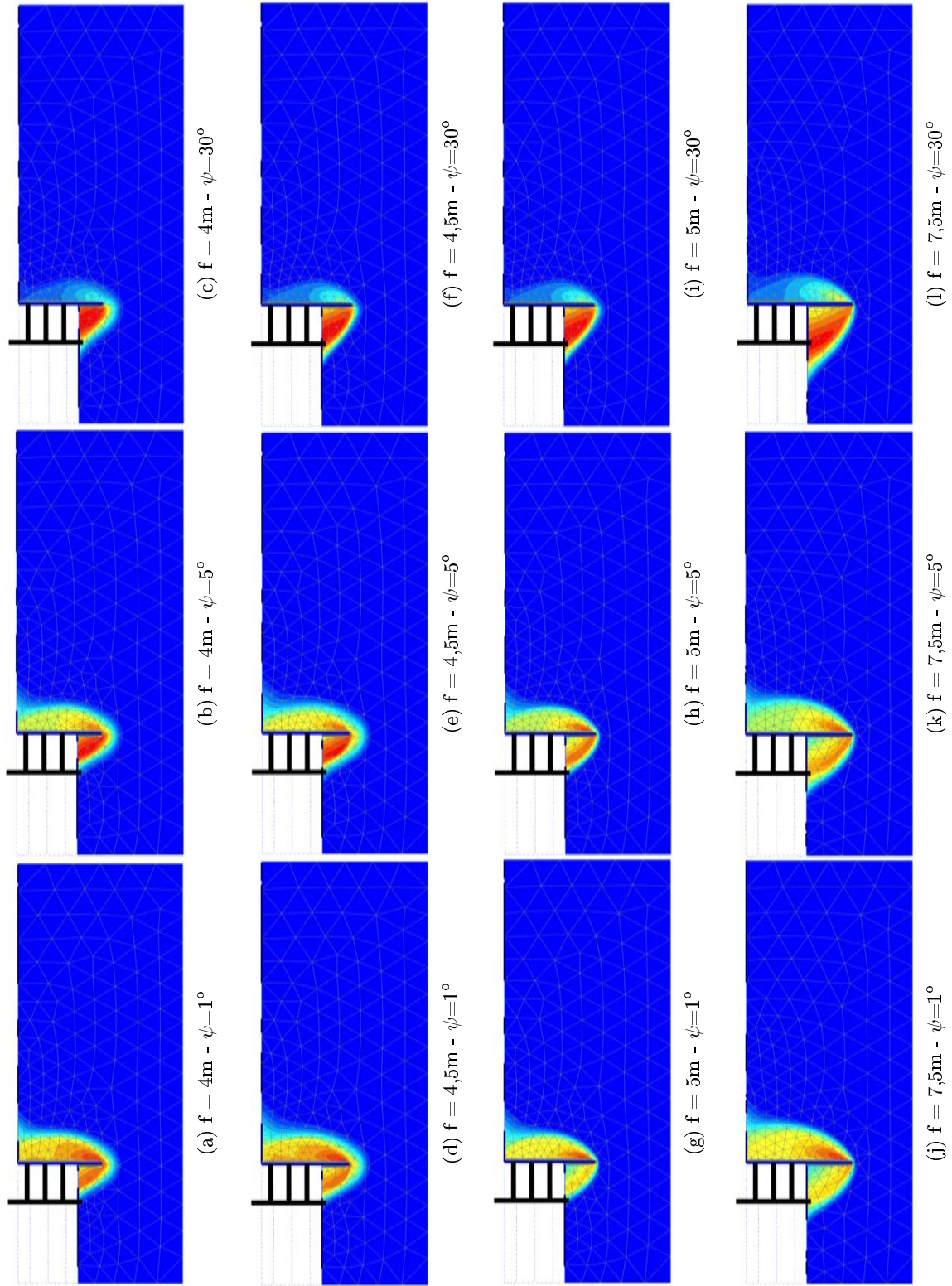


Figura 5.14: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com diferentes ângulos de dilatação do solo - EI_{cb} .

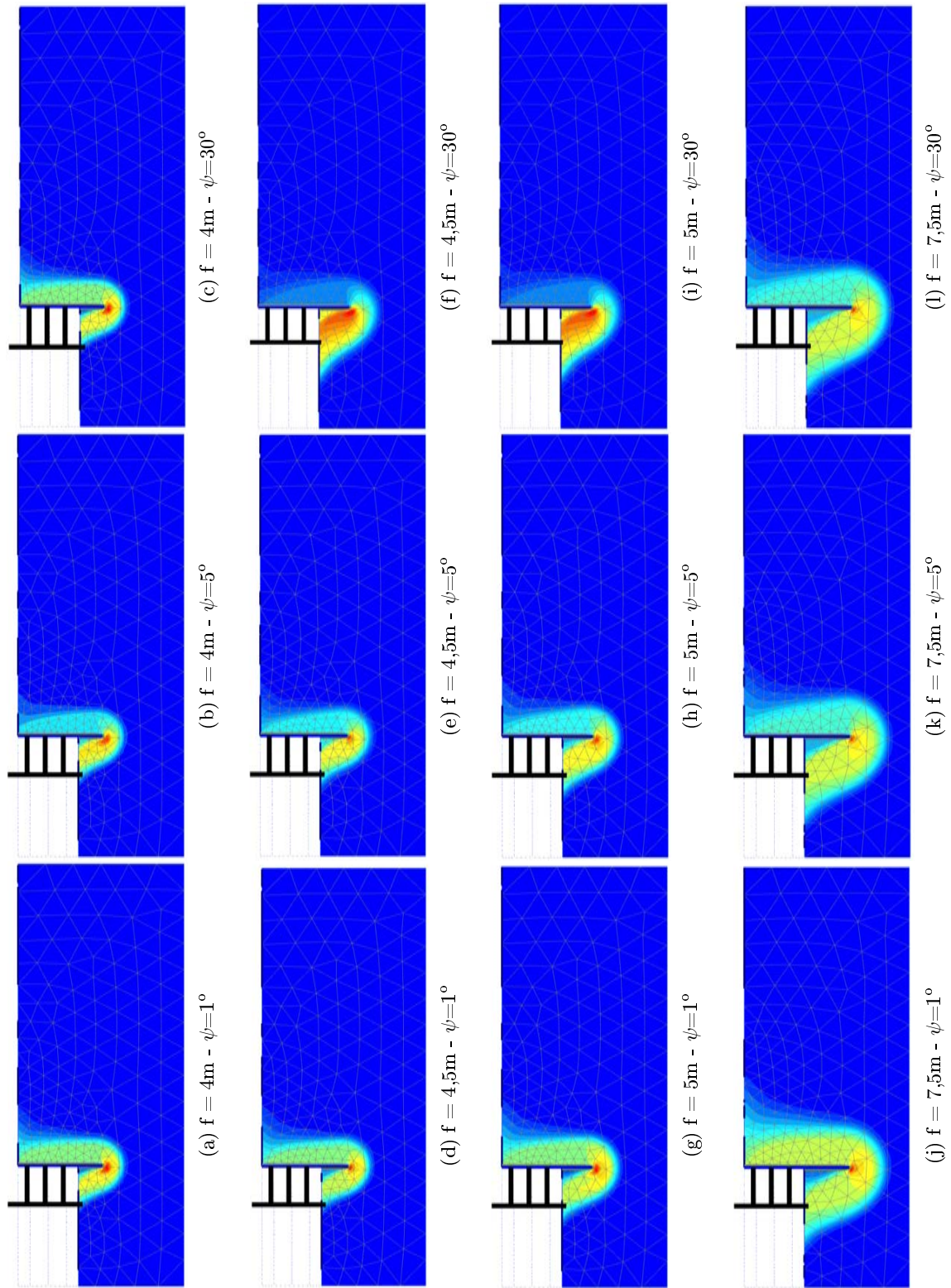


Figura 5.15: Deslocamentos totais no colapso para várias fichas com diferentes ângulos de dilatação do solo - 100EI_c .

À semelhança do estudo desenvolvido para o peso volúmico, considerou-se interessante desenvolver o estudo paramétrico referente à influência da largura de escavação para os modelos A, B e C em simultâneo, dada a grande variação do ângulo de resistência ao corte no colapso observada em C. Na figura 5.16 podem ser observados os resultados para o ângulo de resistência ao corte no colapso.

Analisando a referida imagem verifica-se que:

- para $100 EI_{cb}$ o valor de ϕ'_{col} é aproximadamente constante com $L/2$ para os modelos A e B mas decresce um pouco para o C;
- para EI_{cb} parece haver um ligeiro acréscimo de ϕ'_{col} com $L/2$ para A e B, o que parece ser natural, dado que menor L (e consecutivamente menor $L/2$) implica maior restrição e, portanto, maior ϕ'_{col} ; em C ocorre um decréscimo, o que portanto deve querer dizer que ϕ'_{col} é mais influenciado pela questão do escoamento do que pela restrição geométrica que é com A e B.

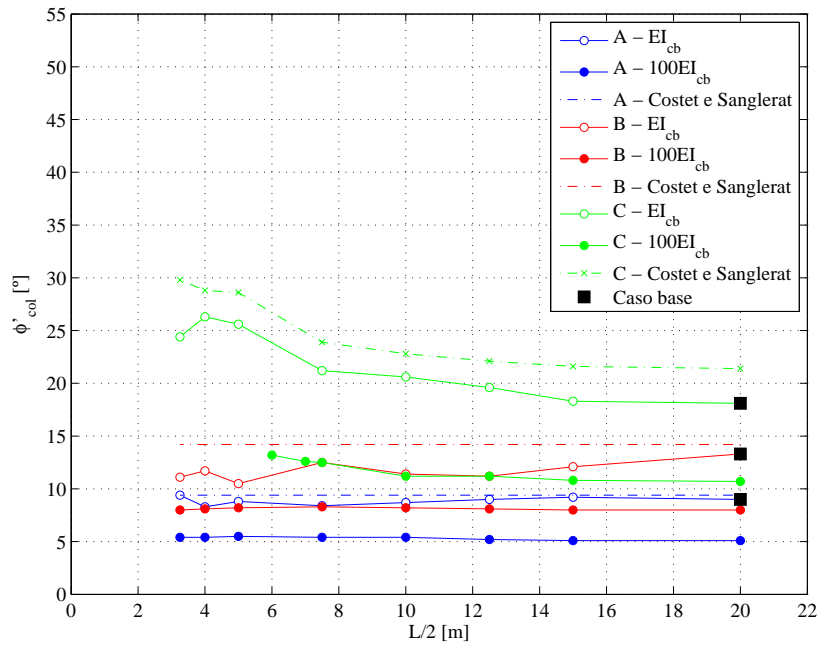


Figura 5.16: Influência da largura de escavação no ângulo de resistência ao corte no colapso.

5.3.2 Deslocamentos totais

Quanto aos respetivos deslocamentos totais obtidos na fase de colapso, estes são ilustrados nas figuras 5.17 (EI_{cb}) e 5.18 ($100EI_{cb}$).

Através destas figuras, verifica-se que parece não haver uma diferença muito significativa entre os mecanismos obtidos para os modelos A, B e C. Pelo que, a diferença constatada nos valores de ϕ'_{col} em C parece ter uma justificação, sobretudo, hidráulica. Observa-se também

que apesar das alterações substanciais dos mecanismos com $L/2$, não há grande alteração nos valores de ϕ'_{col} , em especial nos modelos A e B.

5.3.3 Deslocamentos da cortina

Na figura 5.19, podem observar-se os deslocamentos da cortina na fase anterior ao colapso (Fase 8) para os modelos A, B e C.

Da análise desta figura verifica-se em primeiro lugar que os deslocamentos da cortina obtidos para os modelos A e B são de uma ordem de grandeza inferior a C, o que seria de esperar, dado as baixas pressões na cortina devido à inexistência de percolação nos mesmos. Observa-se também que tanto no modelo A como no B, a deformação da cortina é muito semelhante, verificando-se que os maiores deslocamentos ocorrem para $L/2 = 20\text{m}$ em ambas as rigidezes. No modelo C, a deformação na cortina é ligeiramente superior para $L/2 = 3,25\text{m}$.

5.3.4 Deformada

As deformadas correspondentes a EI_{cb} e $100EI_{cb}$ para os modelos A, B e C encontram-se respetivamente nas figuras 5.20 e 5.21, respetivamente. Através destas figuras é possível confirmar as conclusões anteriormente retiradas na análise dos deslocamentos totais do solo e da cortina de contenção.

5.3.5 Pontos plásticos

Os pontos plásticos da fase 8 para rigidez EI_{cb} encontram-se na figura 5.22, através da qual se verifica:

- no modelo A, um aumento da largura de escavação conduz a diferenças mínimas na distribuição dos pontos plásticos, que se concentram ao longo do comprimento da ficha e em parte do fundo da escavação;
- no modelo B, a distribuição dos pontos plásticos é semelhante a B, observa-se contudo que estes ocorrem ao longo de toda a largura escavada;
- no modelo C, as diferenças já são mais significativas. Além da presença de pontos plásticos no tardo da cortina, observa-se ainda que para larguras menores ($L/2$ inferior a $7,5\text{m}$) os pontos plásticos concentram-se sobretudo no fundo da escavação. Para $L/2 = 3,25\text{m}$ é possível observar-se o início da formação de uma possível superfície de deslizamento.

Os resultados para $100EI_{cb}$ não são apresentados pois a variação de $L/2$ não provoca alterações significativas na distribuição dos pontos plásticos.

5.3.6 Verificação ao levantamento hidráulico

Relativamente à verificação ao levantamento hidráulico, como se trata da variação da largura de escavação e o valor mínimo da mesma não é inferior a $f/2$, não há alteração do peso do bloco de solo analisado. Há contudo variações nos parâmetros U e U_{perc} que, com o aumento da largura de escavação, diminuem.

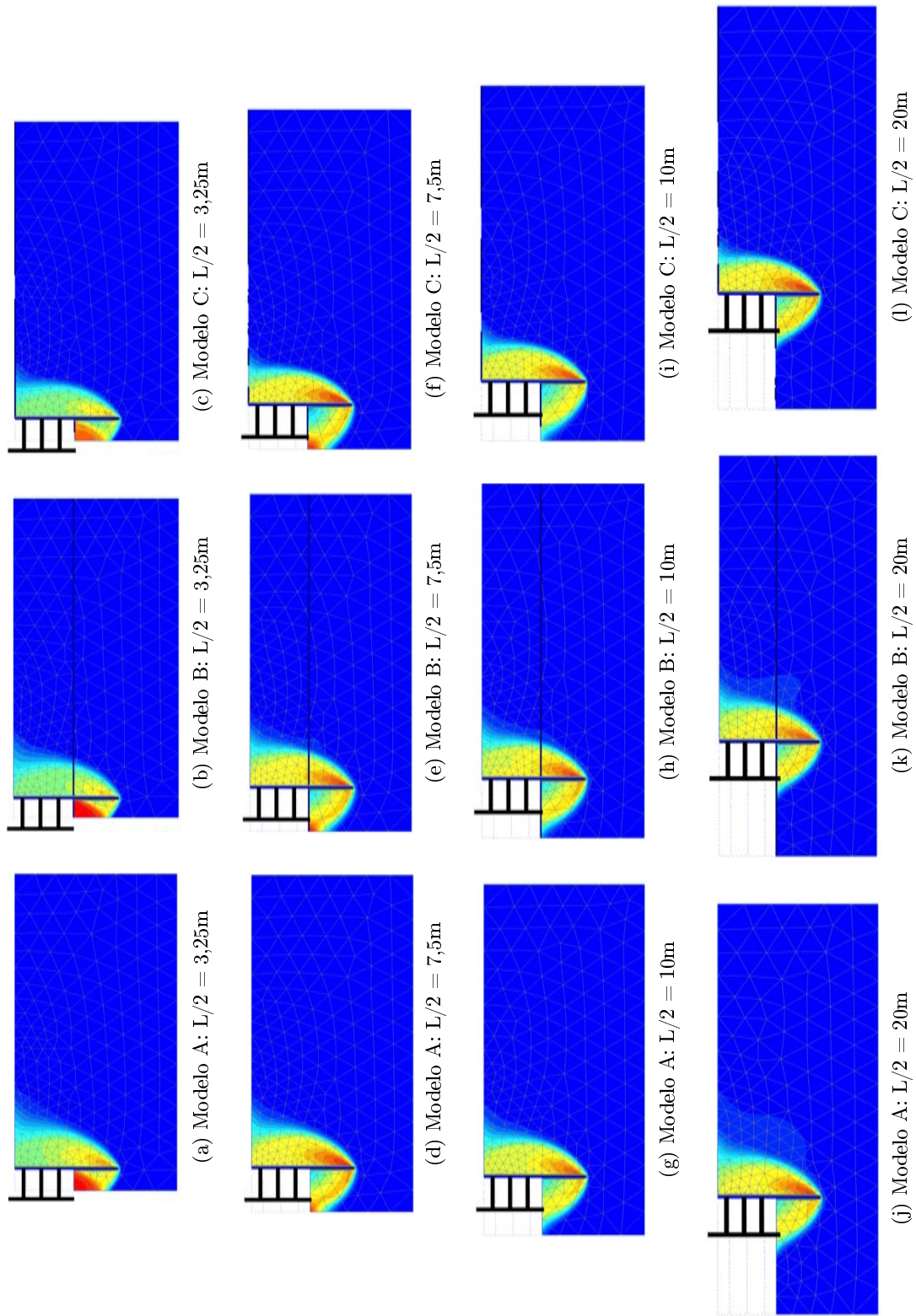


Figura 5.17: Deslocamentos totais para várias larguras de escavação - El_{cb} .

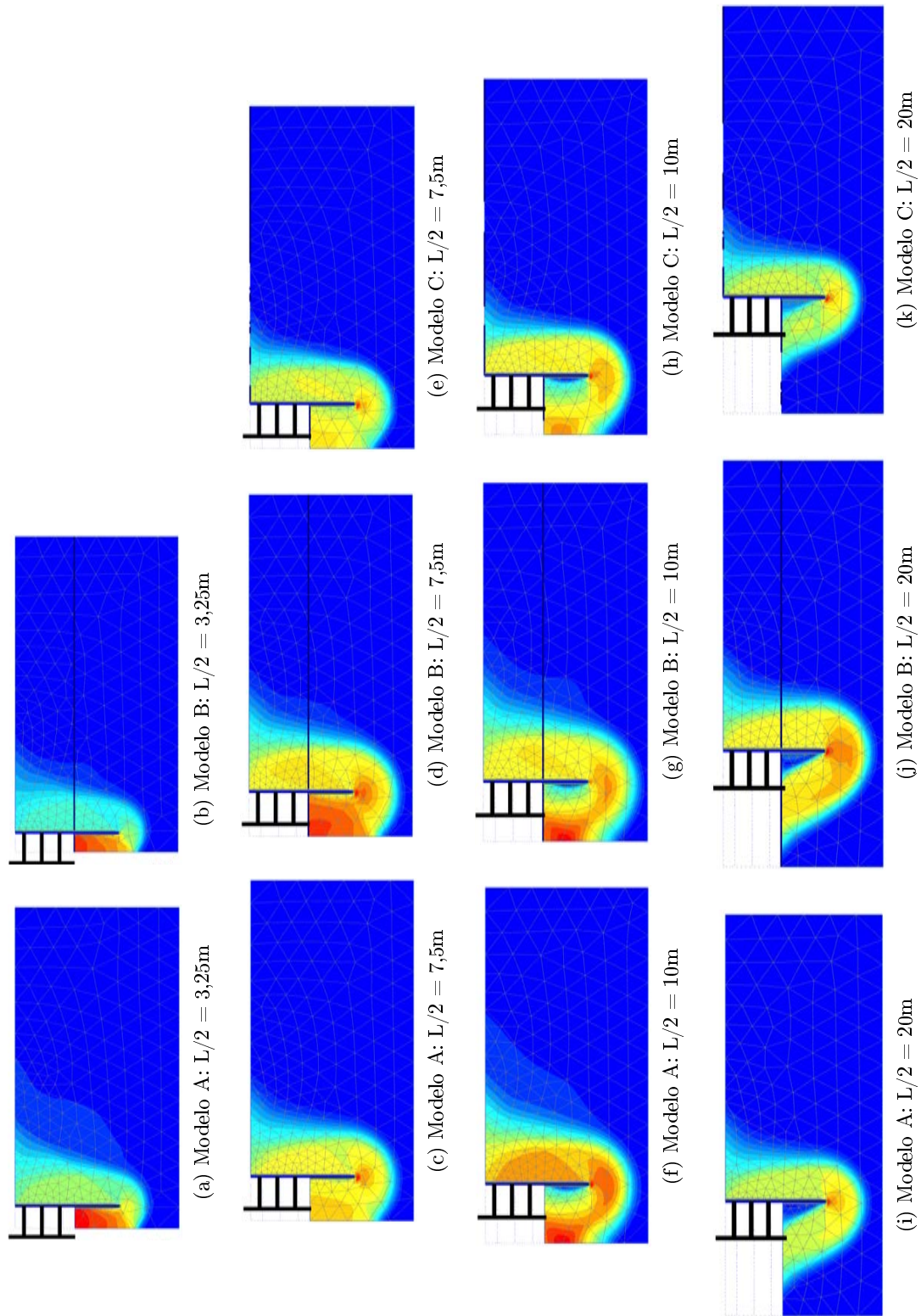


Figura 5.18: Deslocamentos totais para várias larguras de escavação - $100EI_{cb}$.

5.3. Influência da largura de escavação

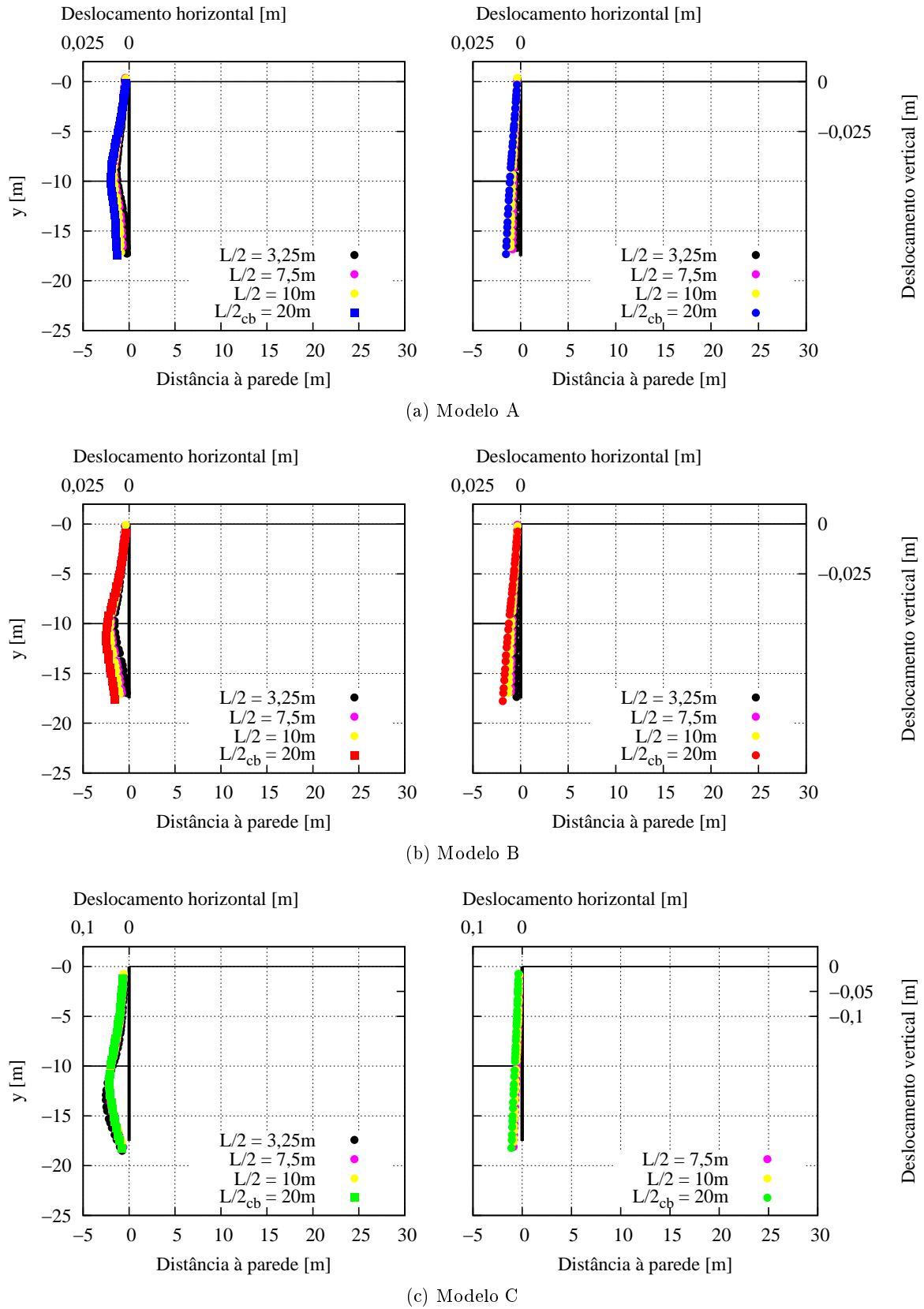


Figura 5.19: Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

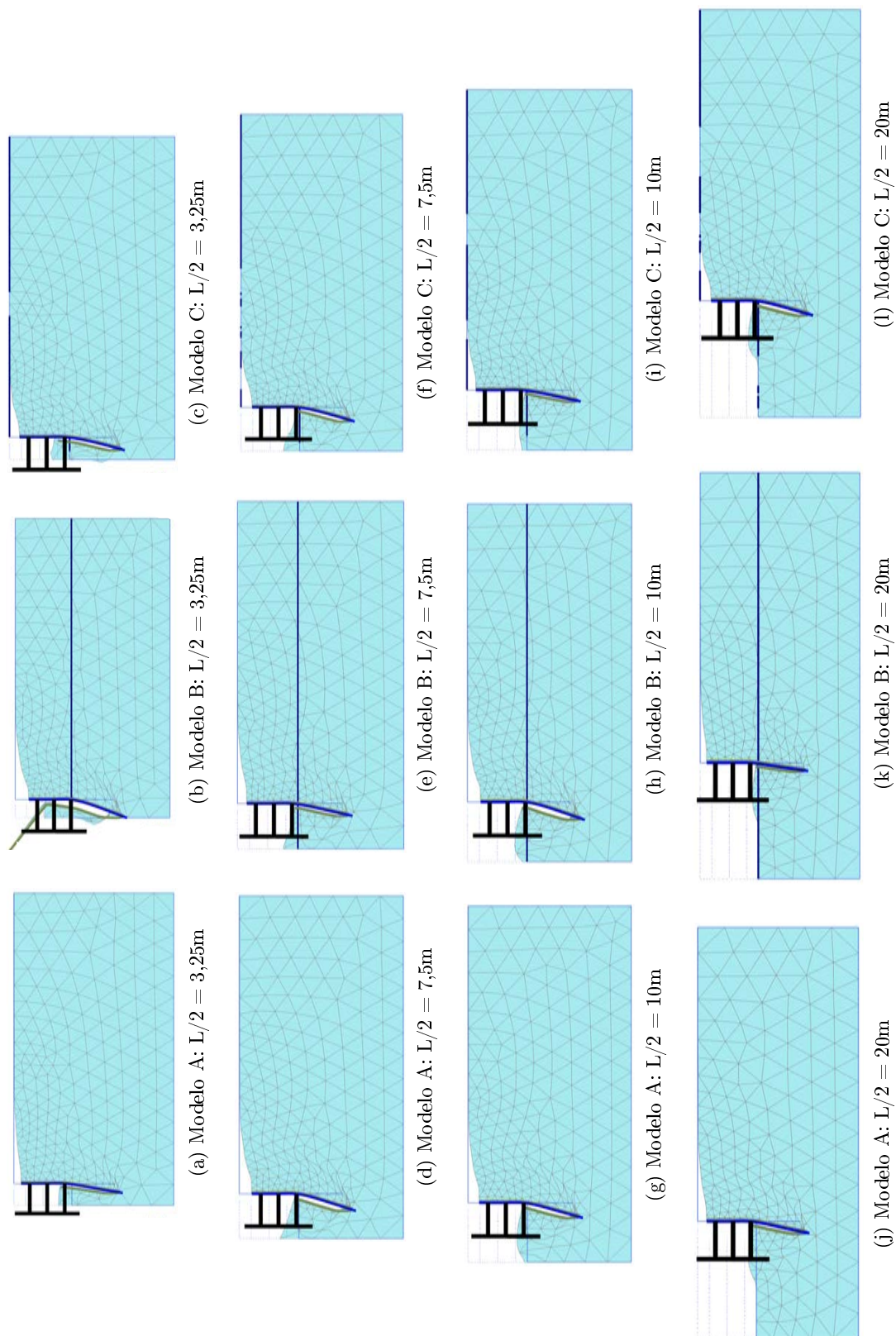


Figura 5.20: Deformada no colapso para várias larguras de escavação - EI_{cb} .

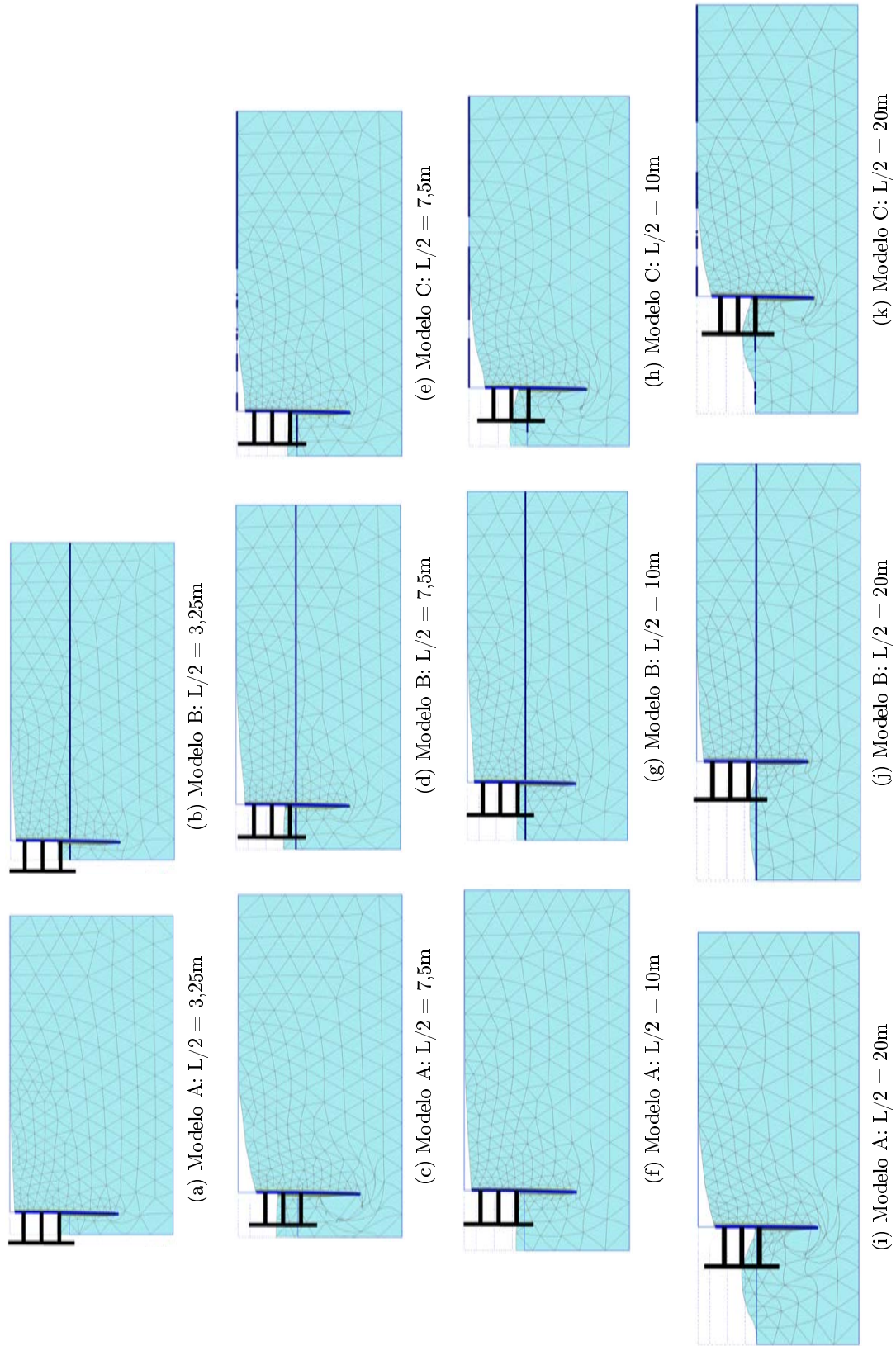


Figura 5.21: Deformada no colapso para várias larguras de escavação - $100EI_{cb}$.

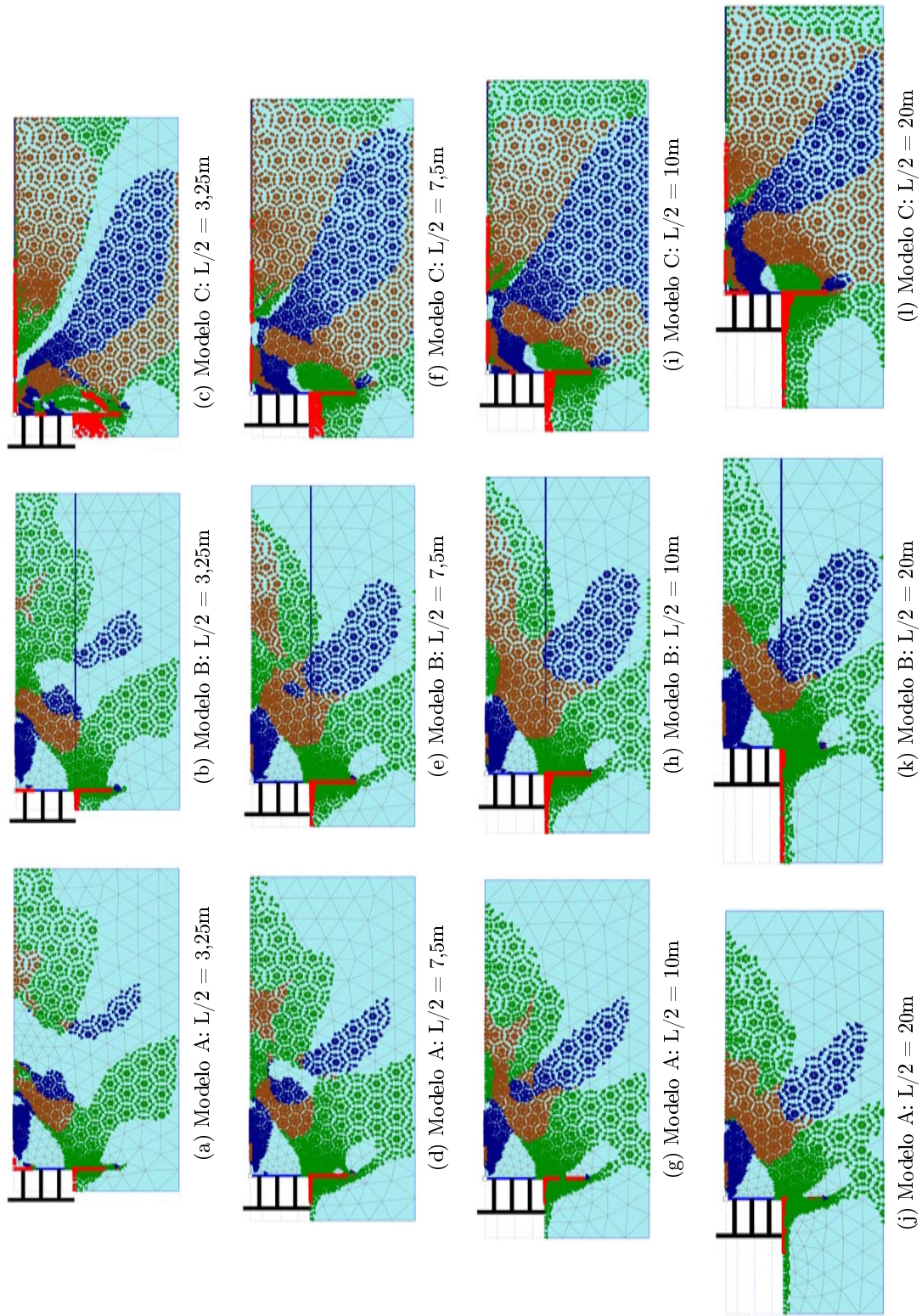


Figura 5.22: Pontos plásticos para várias larguras de escavação - El_{cb} .

Face ao exposto, o aumento da largura de escavação conduz assim ao aumento do coeficiente de segurança, como se pode verificar pelos resultados apresentados na tabela 5.2. Observa-se por fim que o colapso não ocorre devido ao levantamento hidráulico para as larguras de escavação estudadas.

Tabela 5.2: Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da largura de escavação.

L/2 [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	FS _{lh}
3,25	281,25	483,9	202,65	1,39
4	281,25	480,1	198,85	1,41
5	281,25	478,3	197,05	1,43
7,5	281,25	435,9	154,65	1,82
10	281,25	420,9	139,65	2,01
12,5	281,25	411,5	130,25	2,17
15	281,25	405,2	123,95	2,27
20	281,25	399,2	117,95	2,38

5.4 Influência da distância ao estrato rígido

5.4.1 Ângulo de resistência ao corte

Relativamente ao estudo da influência da distância ao estrato rígido, a partir da extremidade inferior da ficha, foram considerados valores num intervalo de 1 a 15m. Os resultados do ângulo de atrito no colapso obtidos encontram-se na figura 5.23.

Através da referida figura observa-se em primeiro lugar que para EI_{cb} a variação de resultados é muito reduzida, variando entre 17° e 19° . A partir de $D = 7,5m$ os resultados começam a aproximar-se dos valores de Costet e Sanglerat, que variam entre 21° e 22° . Para $100EI_{cb}$ observa-se que o ângulo de resistência ao corte no colapso aumenta lentamente com o aumento da distância ao estrato rígido, estabilizando em $\phi'_{col} = 11^\circ$. Verifica-se portanto uma maior influência de D no caso $100EI_{cb}$ do que no caso EI_{cb} .

5.4.2 Deslocamentos totais

Quanto aos deslocamentos totais no colapso, os mesmos podem ser observados na figura 5.24, para as rigidezes EI_{cb} e $100EI_{cb}$. Através da mesma pode afirmar-se o seguinte:

- para EI_{cb} o volume de massa de solo deslocado é muito semelhante para as várias distâncias ao estrato rígido e os deslocamentos totais mais significativos concentram-se no lado ativo;
- para $100EI_{cb}$ há um aumento significativo no volume de solo deslocado com o aumento da distância ao estrato rígido. Neste caso os deslocamentos significativos ocorrem abaixo do pé da cortina;
- estes resultados apresentam alguma coerência com as constatações feitas sobre a figura 5.23, uma vez que, da mesma forma que o ângulo de resistência ao corte no colapso não

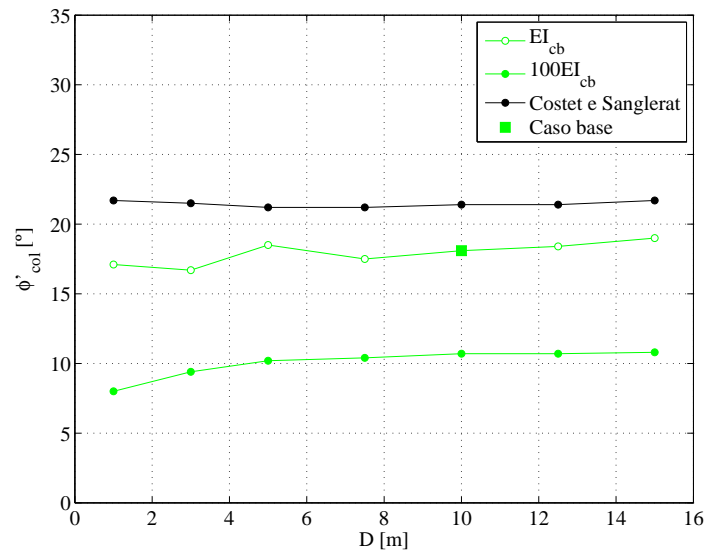


Figura 5.23: Influência da distância ao estrato rígido no ângulo de resistência ao corte no colapso.

sofreu variações significativas, os deslocamentos totais no colapso apresentam a mesma configuração à medida que a distância ao estrato rígido aumenta.

5.4.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos da cortina correspondentes à última fase de escavação (antes do colapso) são representados na figura 5.25.

À semelhança dos resultados anteriormente apresentados, observa-se na referida figura uma grande proximidade dos deslocamentos da cortina, quer em EI_{cb} como em $100EI_{cb}$. Observa-se também que os deslocamentos deixam de ser coincidentes ao longo do comprimento da ficha, sendo maiores para valores de D mais elevados.

5.4.4 Deformada

As deformadas no colapso para algumas das distâncias ao estrato rígido estudadas são apresentadas na figura 5.26, onde são apresentados os resultados para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Através desta figura, verifica-se novamente que uma variação da distância ao estrato rígido não influencia a deformação da estrutura de contenção no colapso.

5.4.5 Verificação ao levantamento hidráulico

Relativamente à verificação ao levantamento hidráulico, na tabela 5.3 são apresentados os cálculos realizados.

Avaliando os resultados obtidos constata-se, como esperado, visto o comprimento da ficha

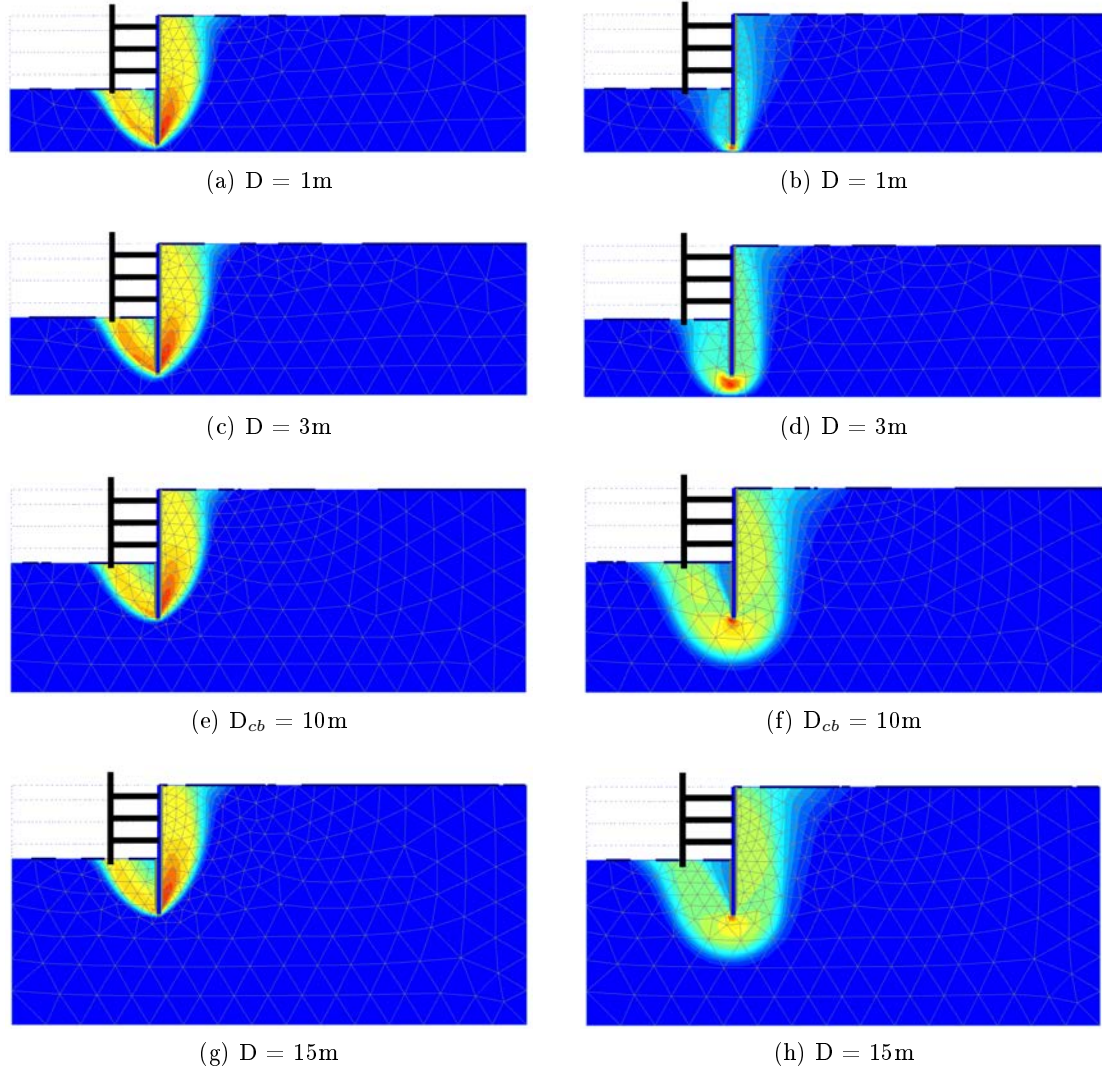


Figura 5.24: Deslocamentos totais no colapso para várias distâncias ao estrato rígido - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

não ter sido alterado, que o peso do bloco de solo em análise não é alterado. Com o afastamento da base da cortina ao estrato rígido, os valores de U e U_{perc} aumentam e como tal observa-se uma progressiva diminuição do coeficiente de segurança, assim como esperado, uma vez que a distância ao estrato competente é cada vez maior. Observa-se em última análise o fato de, para os vários valores de D estudados, os coeficientes de segurança correspondentes serem superiores a 1 e como tal, o colapso não ocorre devido ao levantamento hidráulico.

5.5 Influência da escala

5.5.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

No estudo da influência da escala, foram realizados modelos considerando alturas de escavação compreendidas entre 5 e 20m de profundidade. Atendendo à geometria do problema apresentada no capítulo 2, a alteração da altura de escavação tem influência direta na distân-

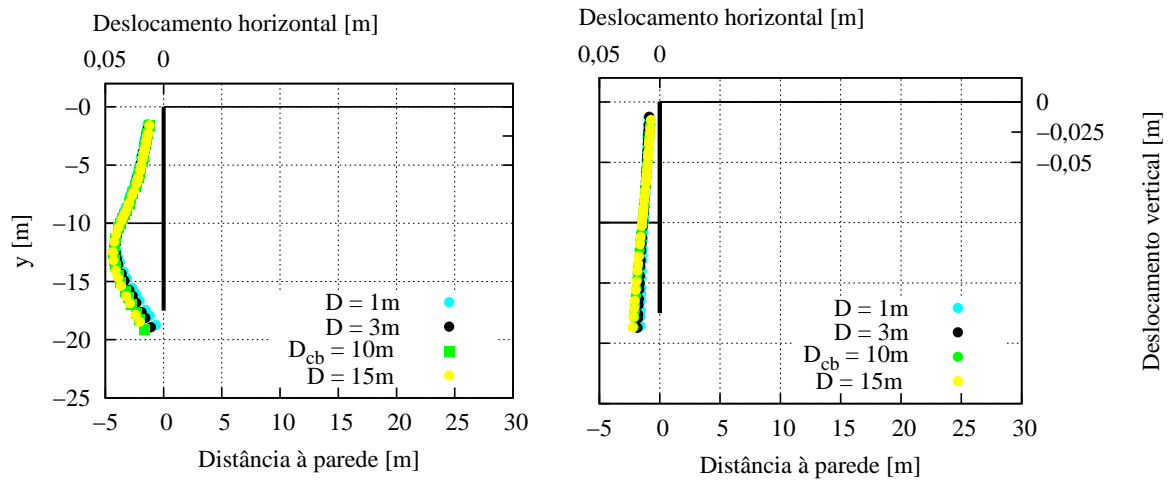


Figura 5.25: Deslocamentos da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Tabela 5.3: Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da distância ao estrato rígido.

D [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	FS_{lh}
1	281,25	376,1	94,85	2,97
3	281,25	392,7	111,45	2,52
5	281,25	394,1	112,85	2,49
7,5	281,25	395,5	114,25	2,46
10	281,25	399,2	117,95	2,38
12,5	281,25	401,9	120,65	2,33
15	281,25	402,9	121,65	2,31

cia ao estrato rígido, comprimento da ficha e largura considerada no tardo da cortina. Os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte no colapso encontram-se na figura 5.27, para as várias alturas consideradas.

Observando a referida figura, observa-se em primeiro lugar para EI_{cb} a existência de dois comportamentos, para H até 6m há uma diminuição do ângulo de resistência ao corte no colapso, para valores até 10m há um ligeiro aumento, voltando a diminuir até $H=20m$. Analisando agora os resultados para $100EI_{cb}$, observa-se uma diminuição acentuada do ângulo de resistência ao corte no colapso até $H=7,5m$, apresentando um decréscimo suave para valores superiores, aproximando-se de $\phi'_{col}=10^\circ$.

5.5.2 Deslocamentos totais

Na figura 5.28 apresentam-se os deslocamentos totais no colapso (EI_{cb} e $100EI_{cb}$) obtidos para alguns dos valores de H estudados.

Através desta figura pode constatar-se o seguinte:

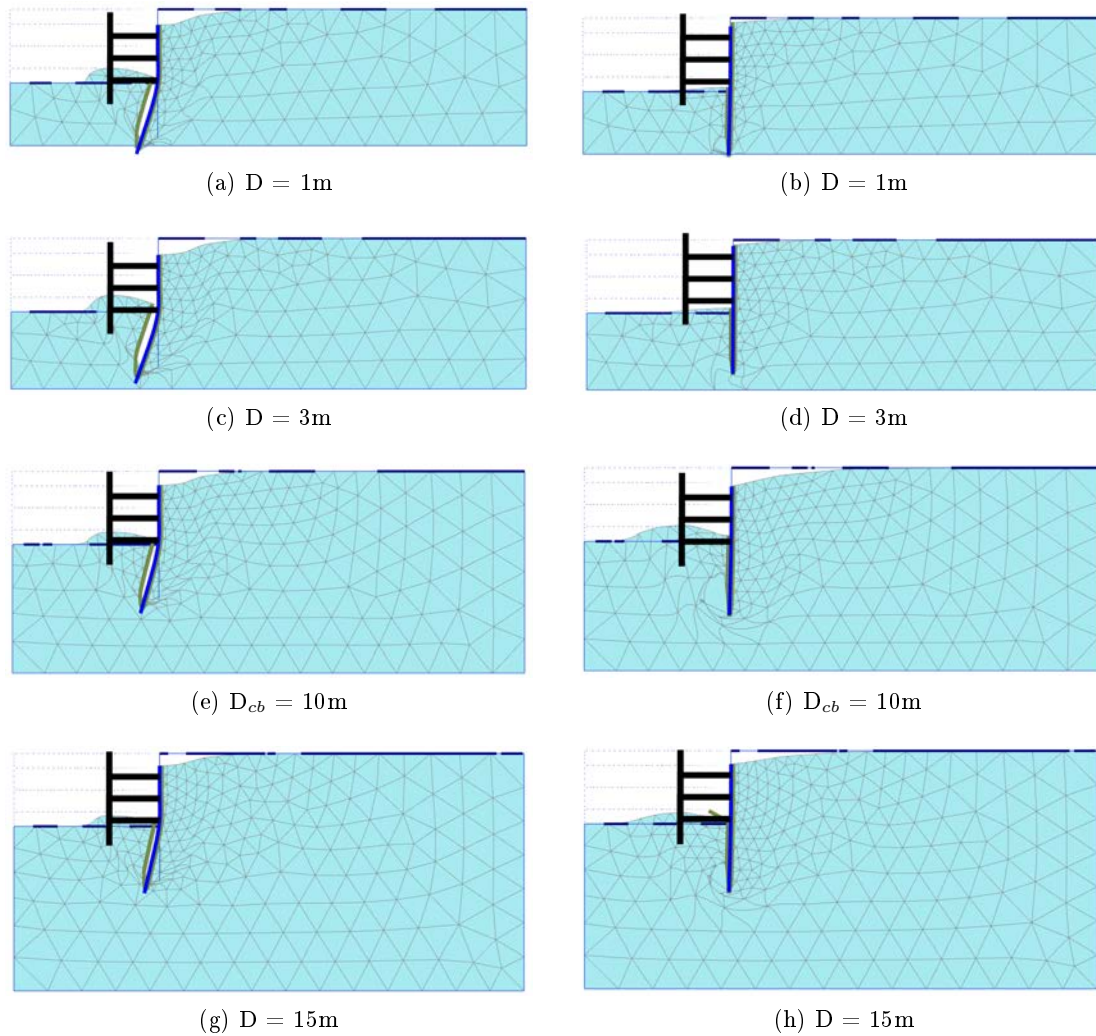


Figura 5.26: Deformada no colapso para várias distâncias ao estrato rígido - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

- um aumento da escala do modelo não conduz a diferenças significativas na distribuição dos deslocamentos totais no colapso;
- para $100EI_{cb}$ a distribuição dos deslocamentos totais no colapso sofre grandes alterações com o aumento da escala. Só a partir de $H = 7,5\text{m}$ é que ocorrem deslocamentos abaixo da cortina. Para valores inferiores a este, os deslocamentos mais significativos ocorrem do lado ativo. Esta mudança de comportamento coincide com o ponto em que o ângulo de resistência ao corte no colapso sofre uma diminuição acentuada e começa a estabilizar, como apresentado na figura 5.27.

5.5.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos totais da cortina na fase 8 são apresentados na figura 5.29, onde constam os resultados para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Através da mesma observa-se que independentemente da escala utilizada, a deformação da

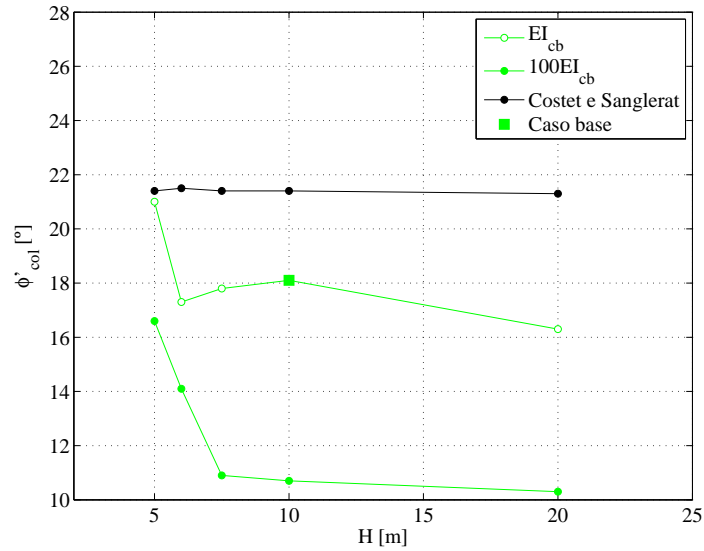


Figura 5.27: Influência da altura de escavação no ângulo de resistência ao corte no colapso.

cortina é semelhante quer com rigidez EI_{cb} e $100EI_{cb}$. Constatase assim que apesar da distribuição dos deslocamentos ser diferente nos resultados de $100EI_{cb}$, a deformação da cortina é igual, sendo tal justificado pela sua elevada rigidez.

5.5.4 Deformada

As deformadas obtidas no colapso para as várias alturas encontram-se na figura 5.30, onde são apresentados os resultados para EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Nesta figura consegue observar-se o aumento da deformação com o aumento da altura e portanto da geometria do problema, para ambas as rigidezes, tal como foi visto na análise dos deslocamentos da cortina.

5.5.5 Verificação ao levantamento hidráulico

Quanto ao levantamento hidráulico, na tabela 5.4 são apresentados os valores para os parâmetros G' , U e U_{perc} .

Verifica-se através dos mesmos que um aumento da escala do modelo, implica um aumento proporcional de todos os parâmetros anteriormente mencionados, pelo que, o coeficiente de segurança obtido para os valores de H estudados é muito próximo, correspondendo a aproximadamente 2,4. E portanto, constata-se assim que o colapso não ocorre devido ao levantamento hidráulico.

5.6 Influência da profundidade do nível freático

5.6.1 Ângulo de resistência ao corte no colapso

Para o estudo da influência do nível freático foram estudadas várias profundidades do mesmo entre 0 e 10m. Na figura 5.31 são apresentados os resultados do ângulo de resistência ao corte

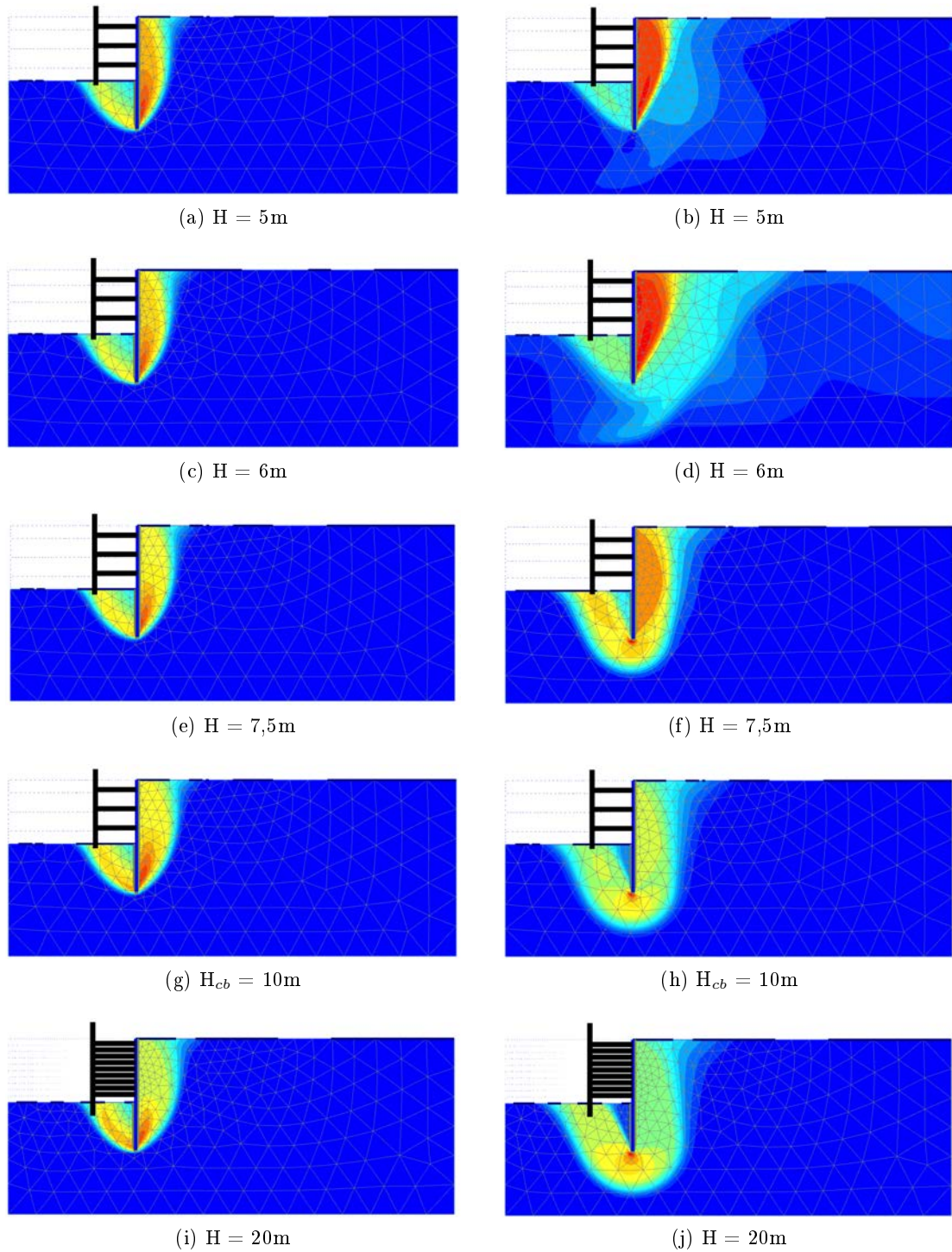


Figura 5.28: Deslocamentos totais no colapso para várias alturas de escavação - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

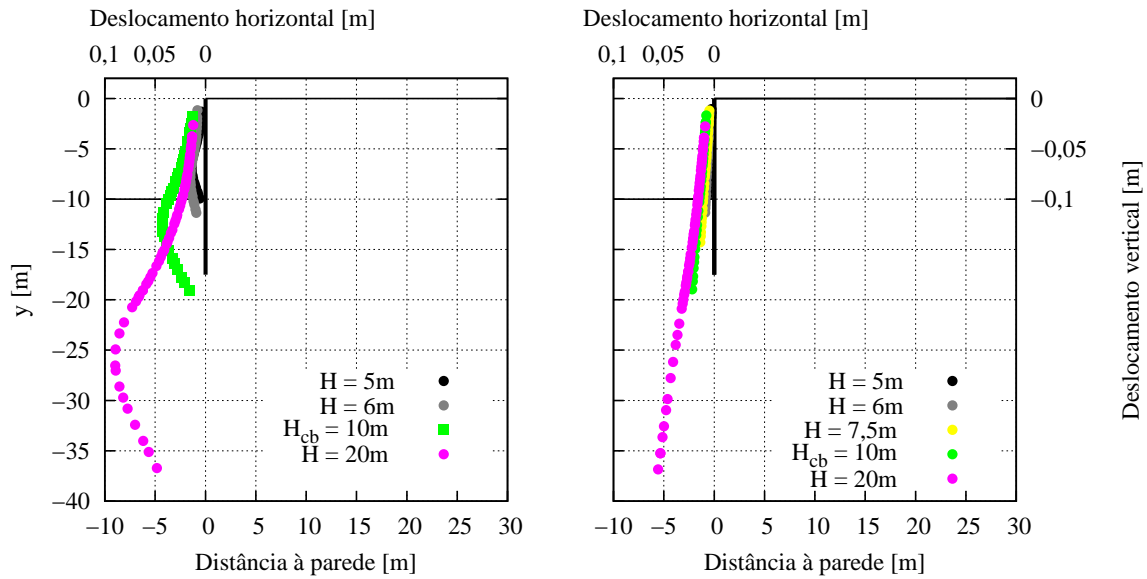


Figura 5.29: Deslocamentos totais da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Tabela 5.4: Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da escala.

H [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	FS _{lh}
5	70,31	99,8	29,49	2,38
6	101,25	143,7	42,45	2,39
7,5	158,20	224,4	66,20	2,39
10	158,20	399,2	117,95	2,38
20	1125,00	1592,0	467,00	2,41

no colapso para as várias profundidades estudadas.

Através da análise da mesma verifica-se em primeiro lugar um paralelismo entre os resultados numéricos e analíticos. Tanto EI_{cb} como $100EI_{cb}$, apresentam uma diminuição progressiva do ângulo de resistência ao corte com o aumento da profundidade do nível freático, contudo, os resultados para $100EI_{cb}$ além de menores que EI_{cb} , apresentam também uma menor variação. Para uma profundidade do nível freático igual a 10m, o resultado obtido para EI_{cb} é muito próximo do obtido analiticamente.

5.6.2 Deslocamentos totais

Na figura 5.32 são apresentados os deslocamentos totais no colapso para algumas profundidades do nível freático estudadas, para EI_{cb} e $100EI_{cb}$. Na mesma pode observar-se que:

- para EI_{cb} , apesar das imagens parecerem muito semelhantes, observa-se contudo um ligeiro aumento do volume da massa de solo deslocada com o aumento da profundidade do nível freático;
- para $100EI_{cb}$, como esperado, ocorrem deslocamentos abaixo do pé da cortina, havendo à semelhança de EI_{cb} um aumento da massa de solo deslocada com o aumento da profundidade do nível freático.

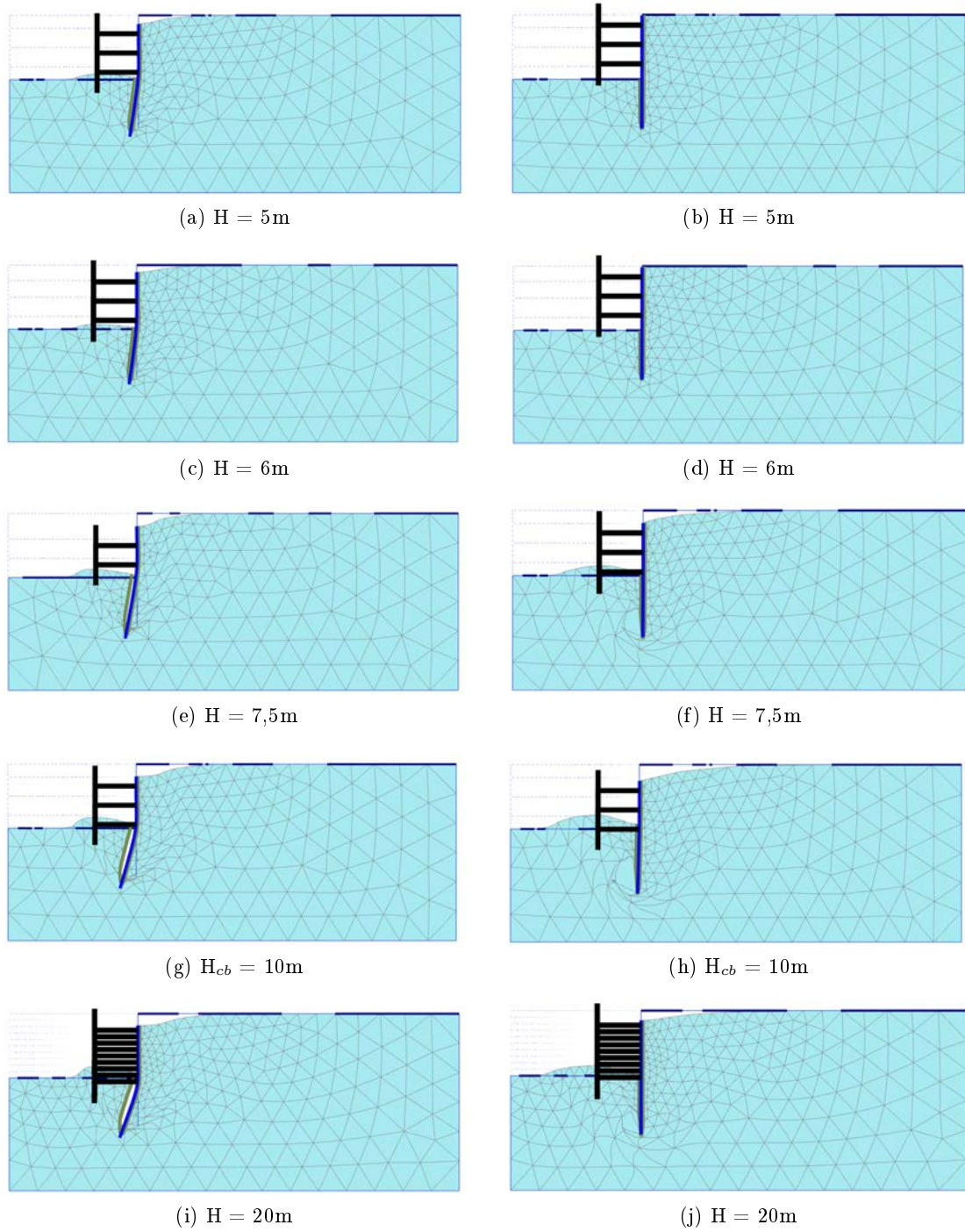


Figura 5.30: Deformada no colapso para várias alturas de escavação - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

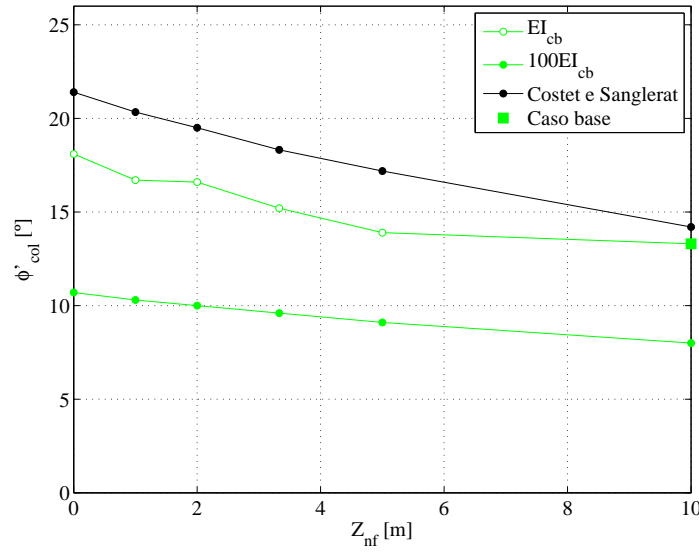


Figura 5.31: Influência da profundidade do nível freático no ângulo de resistência ao corte no colapso.

5.6.3 Deslocamentos da cortina

Os deslocamentos da cortina na última fase de escavação, para alguns dos casos estudados encontram-se na figura 5.33, onde são apresentados os resultados para rigidez EI_{cb} e $100EI_{cb}$.

Através desta figura constata-se que à medida que o nível freático diminui de profundidade, os deslocamentos da cortina diminuem, tal ocorre tanto em EI_{cb} como em $100EI_{cb}$. Este fato deve-se, como esperado, à diminuição das pressões de água no lado ativo devidas ao rebaixamento do nível de água. Para $100EI_{cb}$ a diminuição dos deslocamentos não é tão significativa devido à elevada rigidez da cortina.

5.6.4 Deformada

As deformadas correspondentes a algumas profundidades do nível freático estudadas são apresentadas na figura 5.34. Através da mesma comprova-se assim, como visto na análise dos deslocamentos da cortina, a influência da posição do nível freático na deformação da estrutura, sendo tal melhor perceptível para EI_{cb} .

5.6.5 Verificação ao levantamento hidráulico

A verificação ao levantamento hidráulico é apresentada na tabela 5.5. Na mesma pode observar-se, como esperado, uma diminuição de U e U_{perc} e consecutivamente um aumento do coeficiente de segurança. Desta forma pode afirmar-se que a diminuição da profundidade do nível freático conduz a maiores coeficientes de segurança. Observa-se ainda que todos os coeficientes de segurança obtidos são superiores a 1, logo, constata-se assim que o colapso não ocorre por levantamento hidráulico em nenhum dos casos.

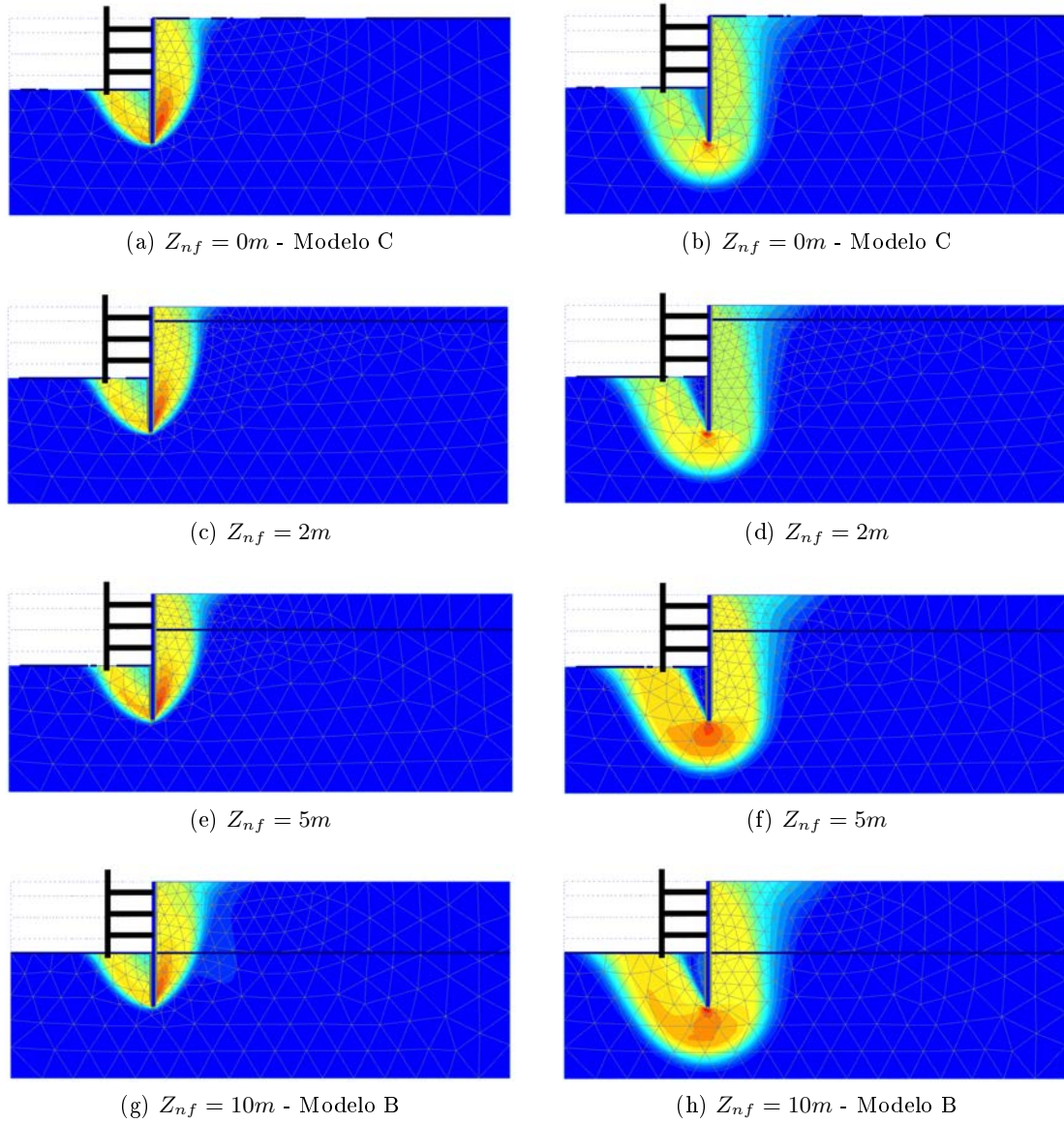


Figura 5.32: Deslocamentos totais no colapso para várias profundidades do nível freático - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

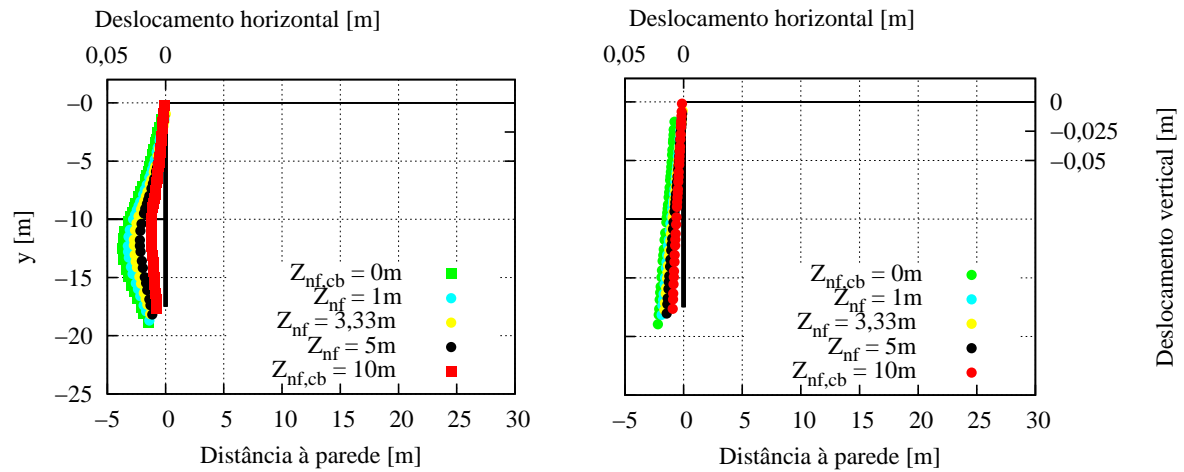


Figura 5.33: Deslocamentos totais da cortina na fase 8 - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Tabela 5.5: Verificação ao levantamento hidráulico para o estudo da influência da posição do nível freático.

Z_{nf} [m]	G' [kN/m]	U [kN/m]	U_{perc} [kN/m]	FS_{lh}
0	281,25	399,2	117,95	2,38
1	281,25	389,6	108,35	2,60
2	281,25	379,0	97,75	2,88
3,33	281,25	364,0	82,75	3,40
5	281,25	343,1	61,85	4,55

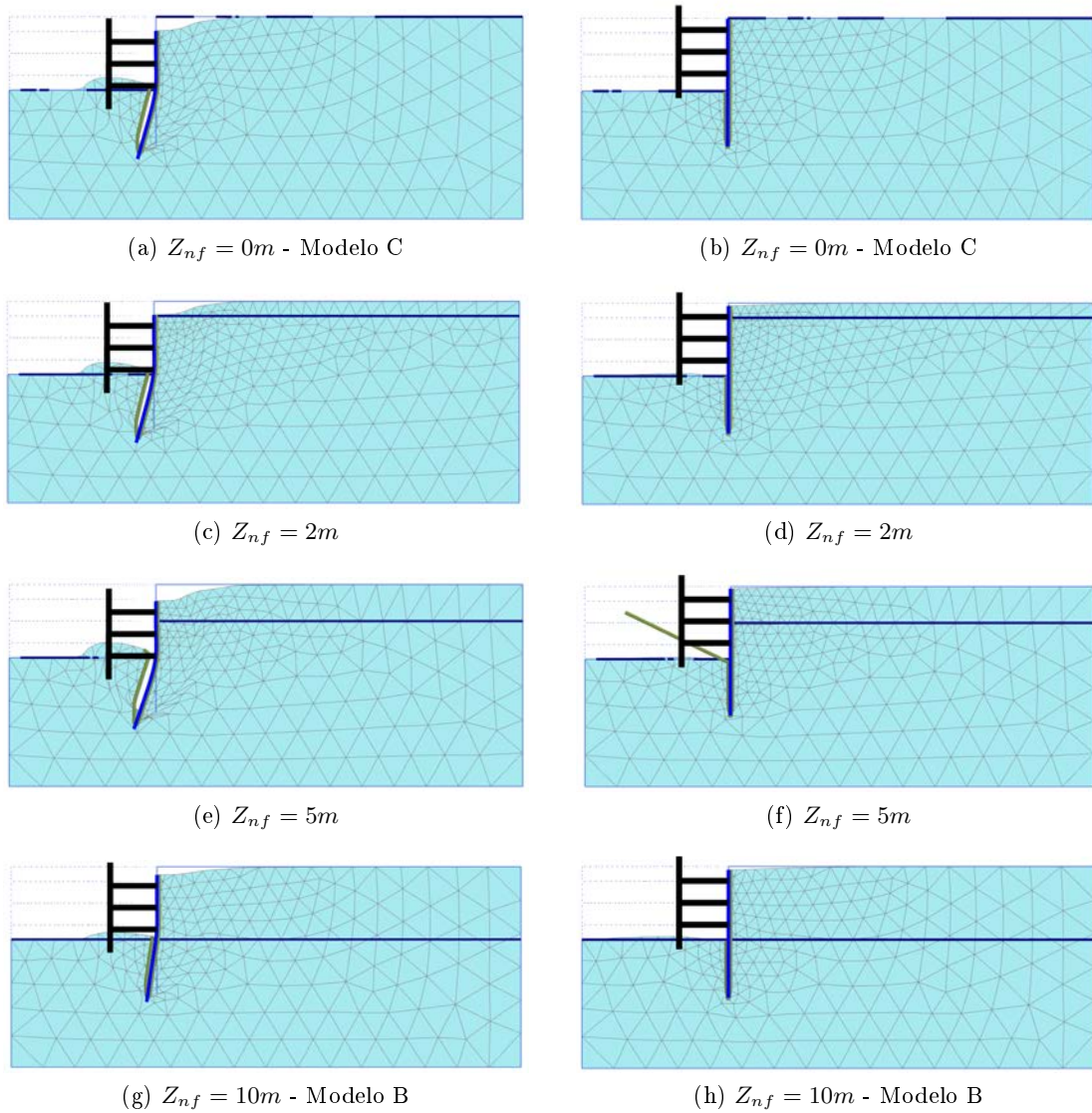


Figura 5.34: Deformada no colapso para várias profundidades do nível freático - EI_{cb} (esquerda) e $100EI_{cb}$ (direita).

Capítulo 6

Análise da importância do fenómeno de rotura de fundo

6.1 Análise da segurança

Face às análises paramétricas estudadas nos capítulos anteriores, apresenta-se no presente capítulo a representação dos coeficientes de segurança obtidos para os fenómenos de rotura de fundo e levantamento hidráulico, referentes aos parâmetros estudados.

Recorde-se que os cálculos apresentados nas análises paramétricas até agora desenvolvidas partiram de um solo com $\phi' = 30^\circ$ e, em alguns casos, de $\phi' = 40^\circ$. Através desses cálculos obteve-se o coeficiente de segurança, pelo que foi possível determinar ϕ'_{col} , que verifica a relação seguinte.

$$\tan \phi'_{col} = \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (6.1)$$

Constatou-se ainda que nos casos em que se procedeu ao estudo simultâneo entre $\phi' = 30^\circ$ e $\phi' = 40^\circ$, o valor obtido de ϕ'_{col} foi aproximadamente o mesmo, como seria de esperar. Deste modo, admitindo que se tivesse sido usado outro valor de ϕ' , a relação dada pela expressão anterior se manteria, ou seja, o valor de ϕ'_{col} seria o mesmo, são apresentados seguidamente os valores de FS para vários ângulos de resistência ao corte (entre 15° e 45°).

Nas figuras 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 são apresentados os coeficientes de segurança obtidos para os parâmetros estudados nos capítulos 3, 4 e 5, respetivamente.

Das figuras expostas constata-se que:

- nos casos analisados, o coeficiente de segurança é quase sempre superior à unidade, tanto para a rotura de fundo como no levantamento hidráulico;
- estão associados menores níveis de segurança (menores coeficientes de segurança) à rotura de fundo do que no levantamento hidráulico para grande parte dos casos EI_{cb} e, para $100EI_{cb}$, para R_{inter} e H baixos, $\phi' < 25^\circ$ e para Z_{nf} elevado.

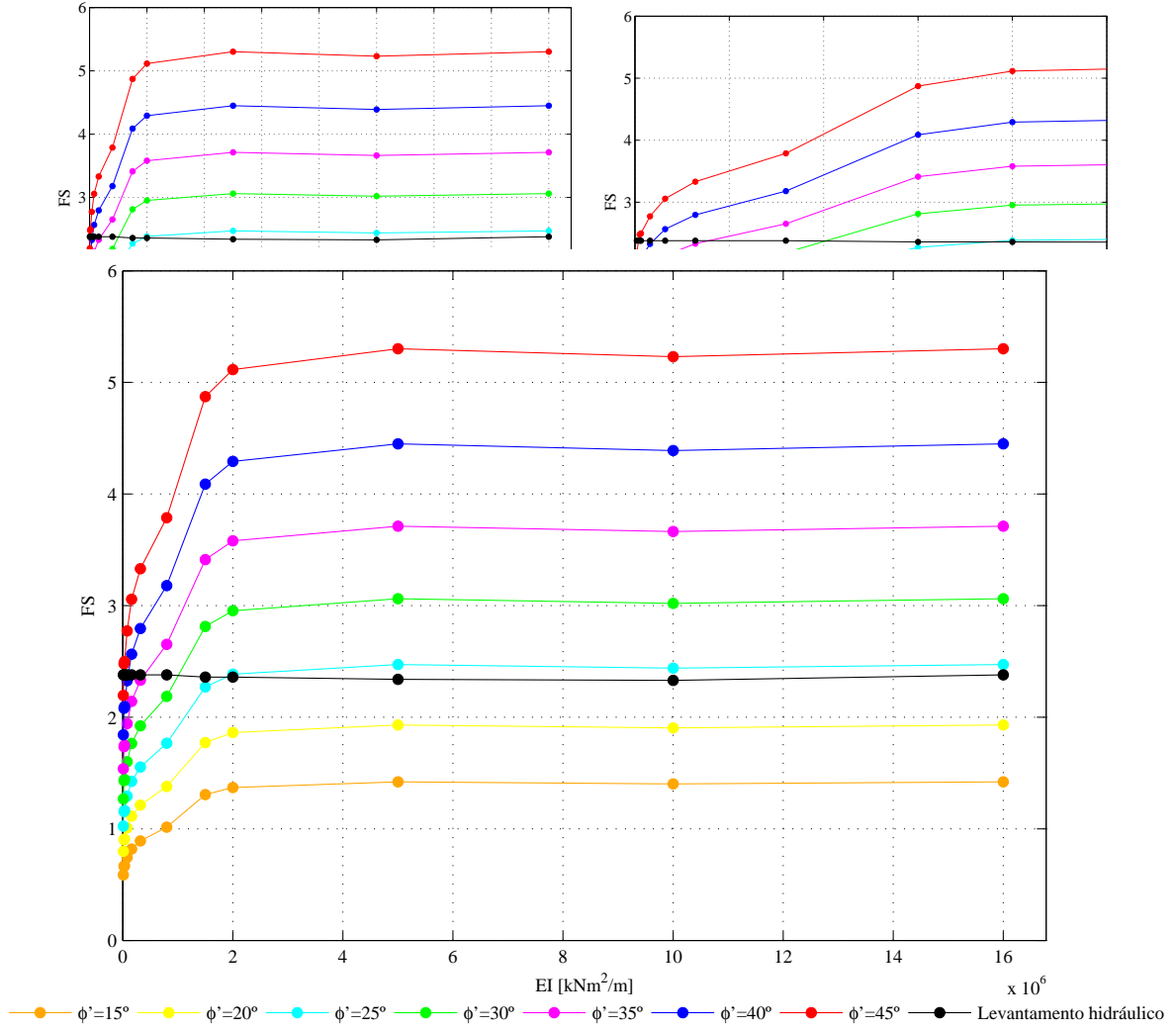


Figura 6.1: Análise da segurança relativamente aos parâmetros estruturais estudados no capítulo 3.

6.2 Verificação da segurança à luz do Eurocódigo 7

De acordo com o EC7, e considerando a combinação 2 (mais condicionante) da abordagem de cálculo 1 do mesmo, o valor do FS_{rf} mínimo, $\gamma_{\phi'}$, é 1,25. Para o levantamento hidráulico, o valor de FS_{lh} mínimo, $\frac{\gamma_{G;dst}}{\gamma_{G;stb}}$, é 1,5. Desta forma, para poder avaliar em que casos a segurança fica verificada, dividiu-se os valores de FS_{rf} e FS_{lh} determinados anteriormente, pelos respectivos valores mínimos, isto é, determinou-se os valores de $\frac{FS_{rf}}{1,25}$ e $\frac{FS_{lh}}{1,5}$. Entre as duas relações, corresponderá à situação condicionante a que for menor. Quando qualquer das relações seja superior à unidade, a segurança fica verificada.

Nas figuras 6.5 a 6.8 são apresentados os resultados segundo esta análise. Através das mesma verifica-se o seguinte:

- a segurança à rotura de fundo em EI_{cb} para ângulos de resistência ao corte maioritariamente inferiores a 20°, e em alguns casos 25°, não é verificada, bem como, para pesos

6.2. Verificação da segurança à luz do Eurocódigo 7

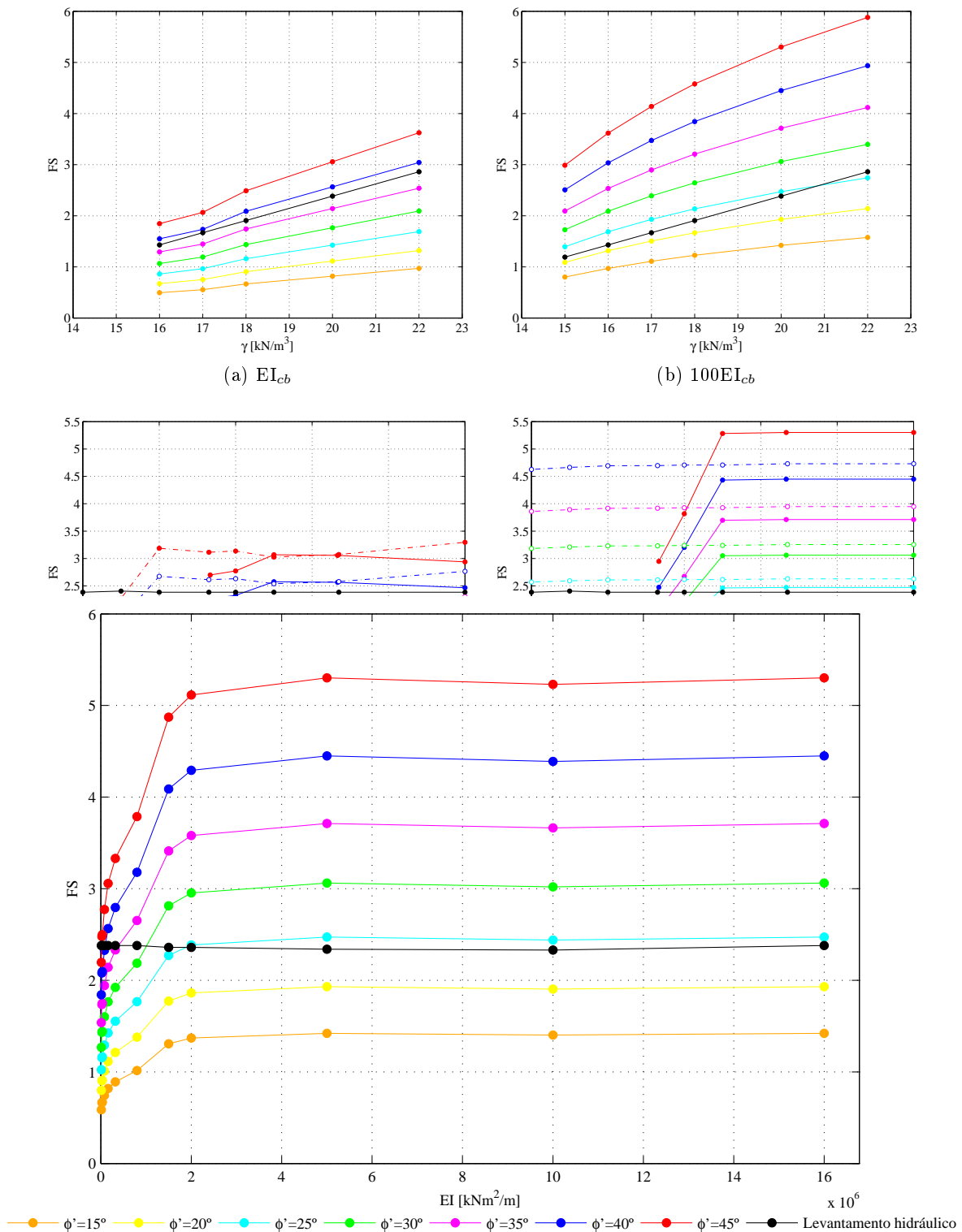


Figura 6.2: Análise da segurança relativamente aos parâmetros do solo estudados no capítulo 4 (as curvas a traço interrompido correspondem ao peso da cortina nulo).

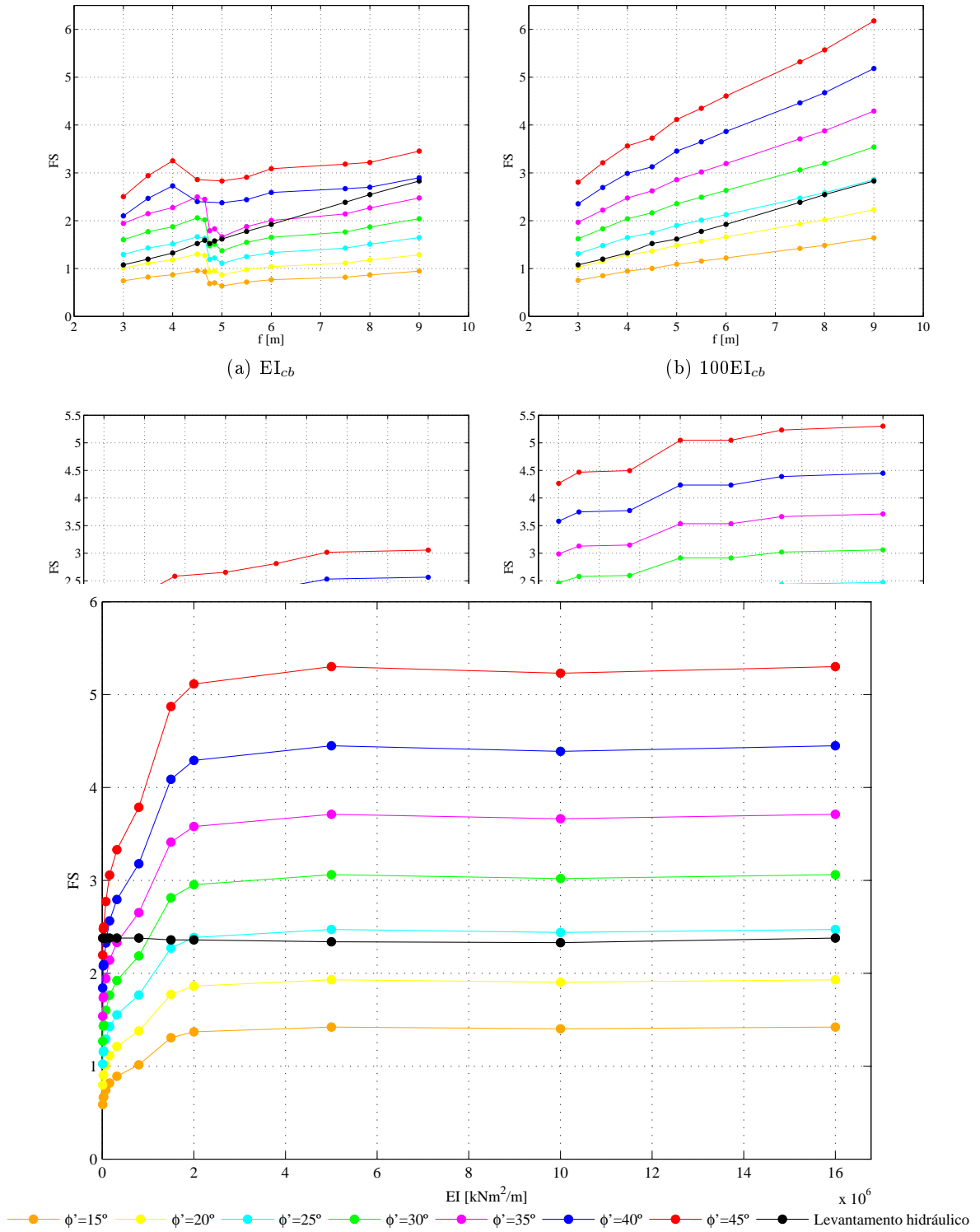


Figura 6.3: Análise da segurança relativamente aos parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Ficha, largura e distância ao estrato rígido.

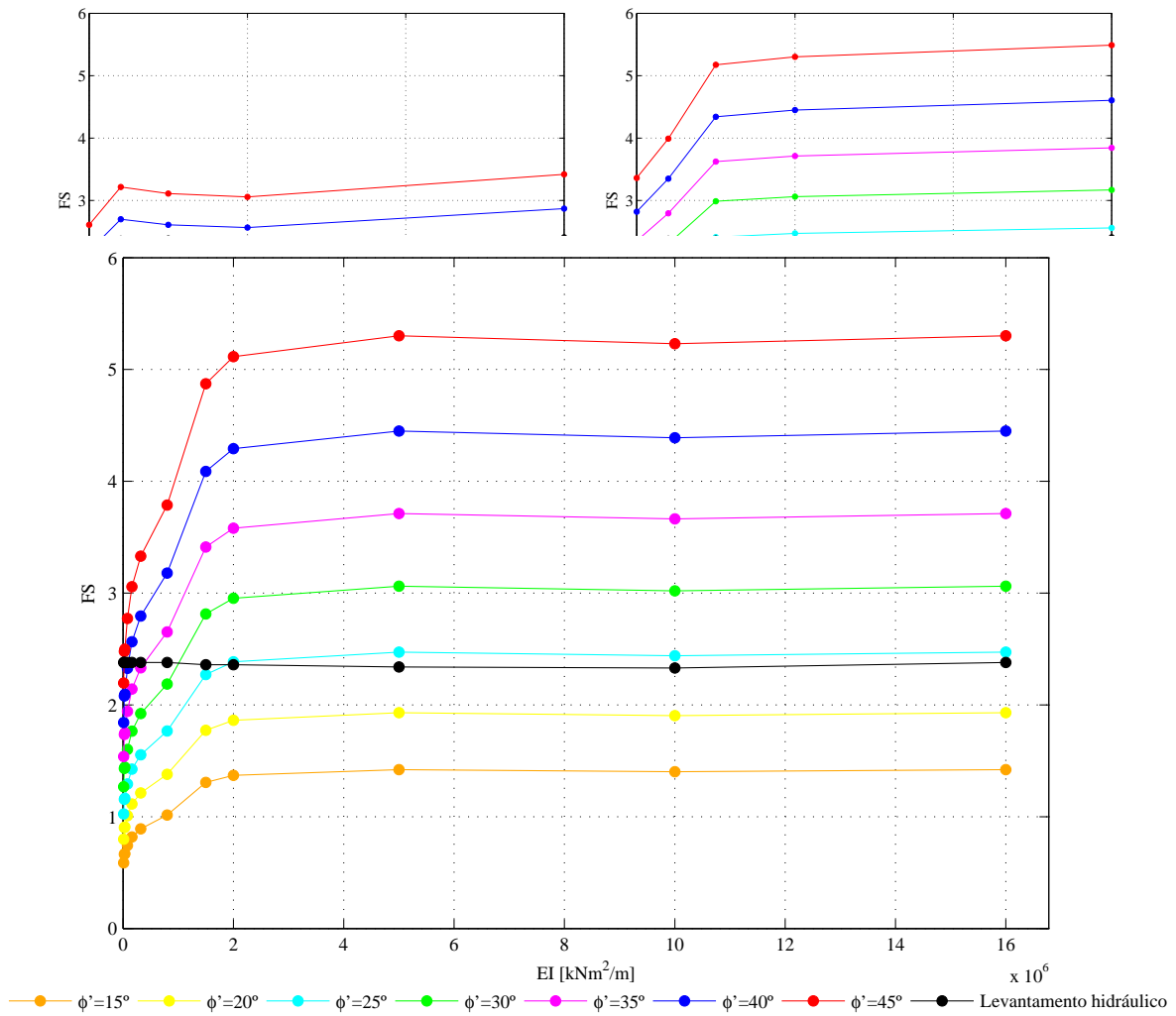


Figura 6.4: Análise da segurança relativamente aos parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Escala e posição do nível freático.

volúnicos inferiores a 18 kN/m³ e Z_{nf} baixos;

- no caso de $100EI_{cb}$ a segurança não é verificada apenas para R_{inter} inferiores a 0,4 para $\phi' < 20^\circ$.

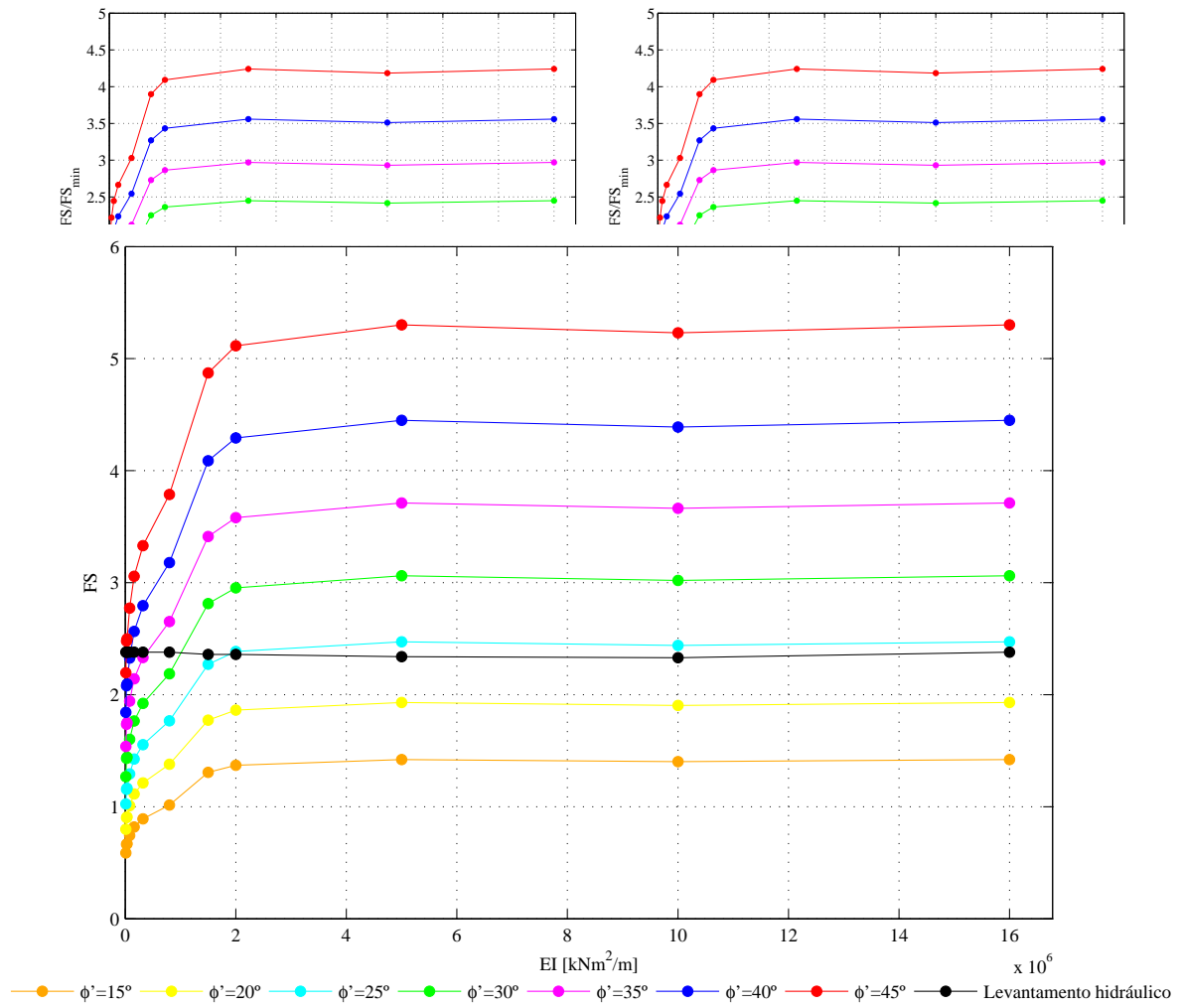


Figura 6.5: Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros estruturais estudados no capítulo 3.

6.2. Verificação da segurança à luz do Eurocódigo 7

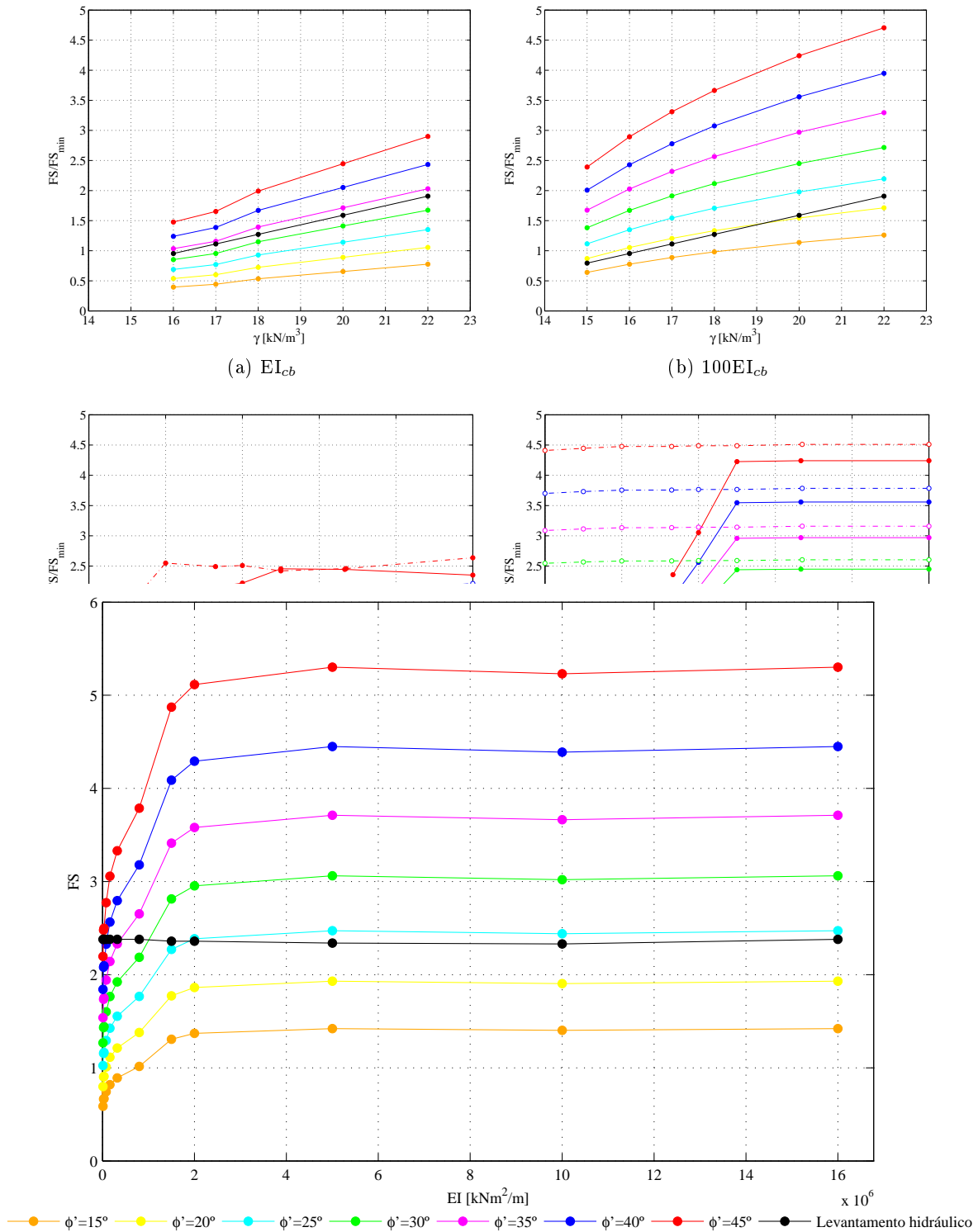


Figura 6.6: Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros do solo estudados no capítulo 4 (as curvas a traço intertrópido correspondem ao peso da cortina nulo).

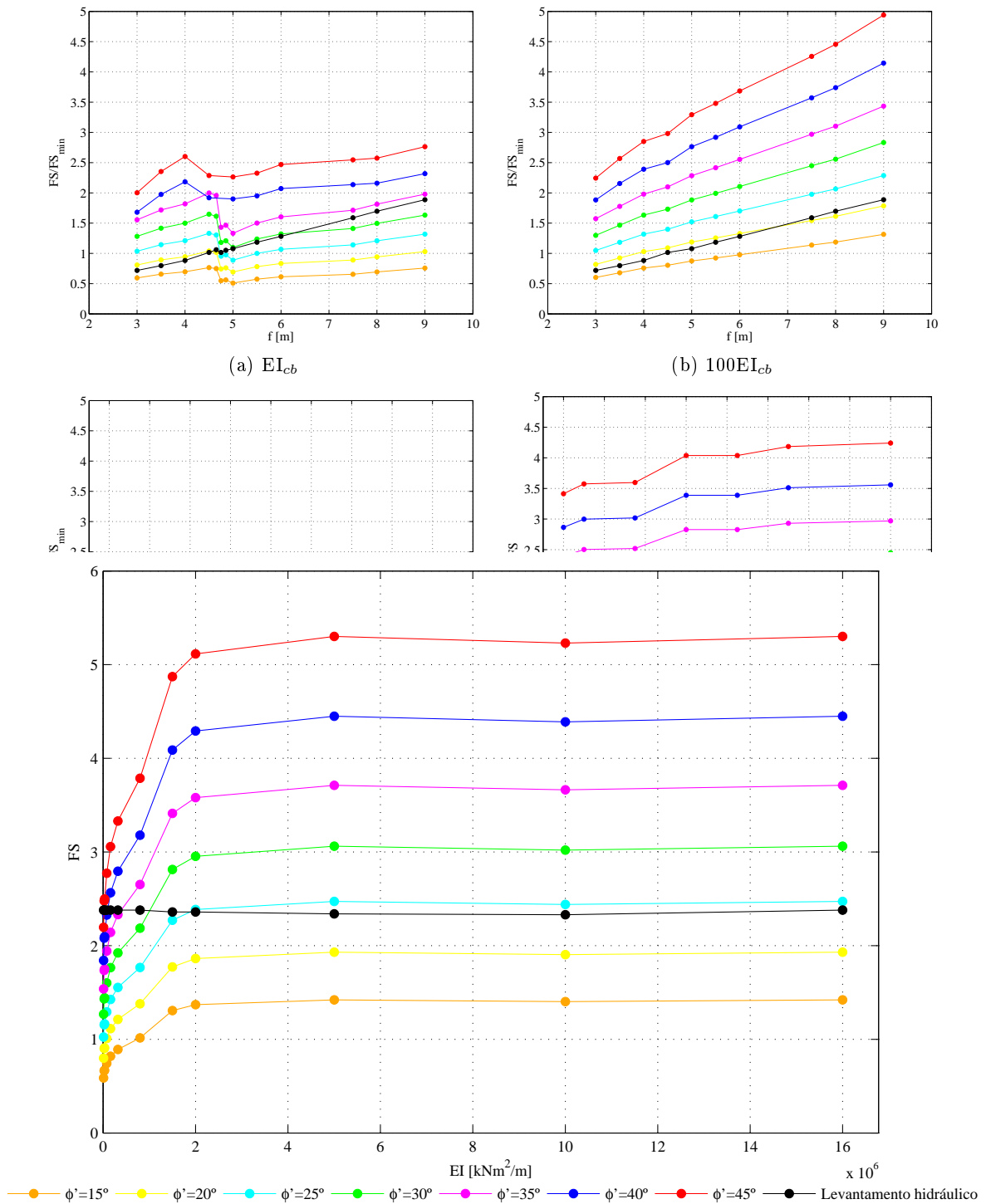


Figura 6.7: Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Ficha, largura e distância ao estrato rígido.

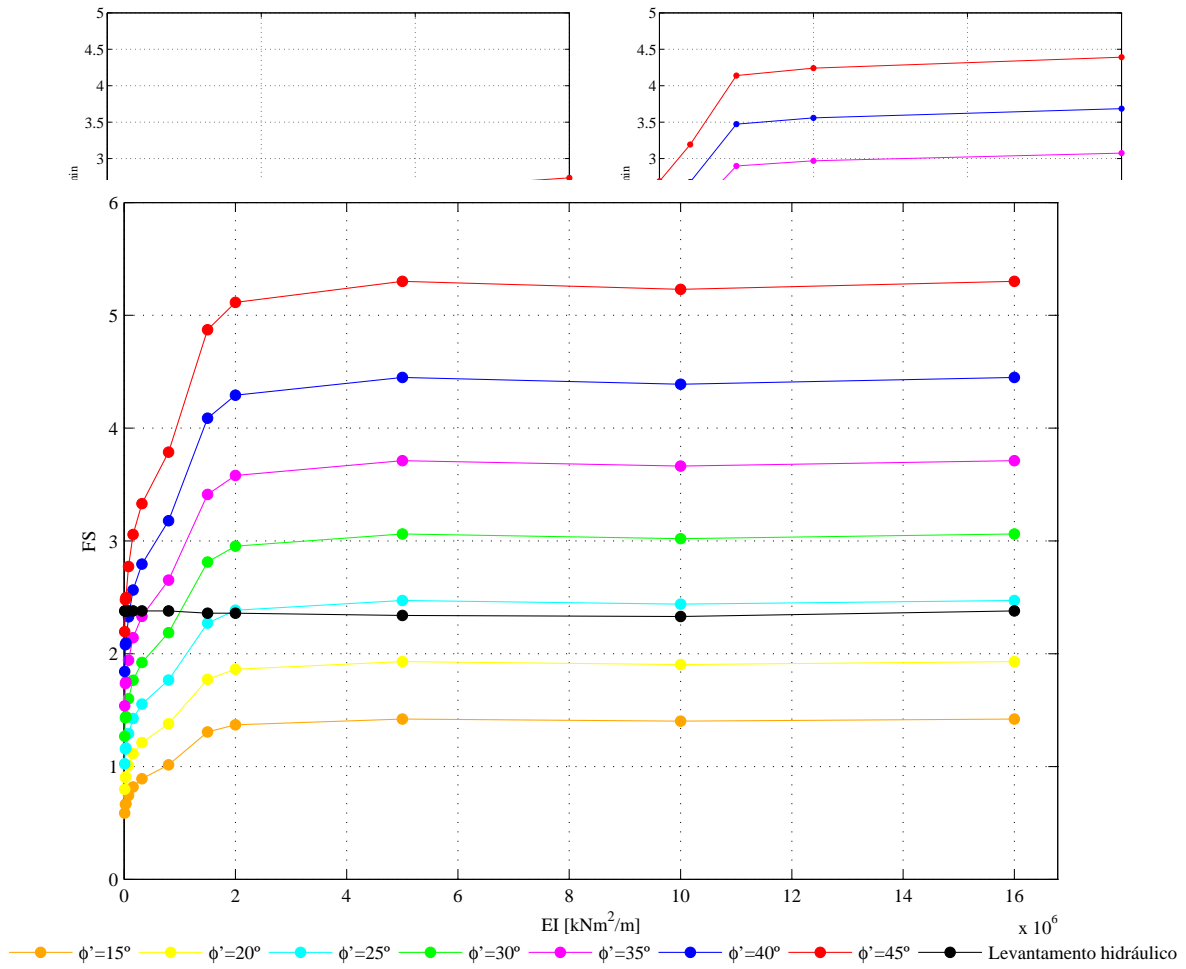


Figura 6.8: Verificação da segurança segundo o EC7 para os parâmetros geométricos estudados no capítulo 5 - Escala e posição do nível freático.

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1 Conclusões

O trabalho desenvolvido na presente dissertação permite concluir que a instabilidade no fundo de escavações verificada em solos arenosos, antes de se tratar de um problema de levantamento hidráulico, deve-se à existência de tensões efetivas muito baixas que são provocadas pelas forças de percolação ascendente. Como foi visto em todos os casos estudados, o colapso não ocorre por levantamento hidráulico, uma vez que os coeficientes de segurança obtidos são superiores a 1.

Apresentou-se e analisou-se por elementos finitos um caso de estudo constituído por uma escavação suportada por uma parede escorada, em terreno com nível freático admitido à superfície e em que, para se proceder à escavação, se rebaixou o nível freático no interior da escavação, fase a fase, simulando-se quer a escavação e escoramento quer a instalação de um regime de percolação permanente, no terreno, rodeando a escavação. Através do procedimento automático disponível no programa de elementos finitos utilizado (Plaxis), procedeu-se à determinação do coeficiente de segurança correspondente à fase final do cálculo, e, portanto, ao ângulo de resistência ao corte do solo o qual corresponde ao colapso. O mecanismo de colapso revelou envolver, como esperado, o solo no fundo da escavação traduzindo a rotura de fundo.

Com base neste caso de estudo, procedeu-se a uma análise paramétrica das características mecânicas da cortina, da geometria da cortina e da escavação, e da constituição do terreno. Para todas elas procedeu-se à simulação do processo de escavação e, para a fase final da escavação, à determinação do ângulo de resistência ao corte no colapso.

A rigidez da cortina constitui o parâmetro que condicionou o desenvolvimento de todo o trabalho, tanto pela sua influência no ângulo de resistência ao corte no colapso como nos mecanismos de colapso formados. Por este motivo a restante análise paramétrica foi sempre feita em paralelo usando duas rigidezes à flexão, uma original, relativamente pequena, e uma bastante elevada, 100 vezes superior.

Relativamente às características do solo, o parâmetro que revelou ter maior influência no colapso foi o peso volúmico. Observou-se que o ângulo de resistência ao corte no colapso varia num intervalo de valores relativamente grande, estando bastante próximo do valor do ângulo de resistência ao corte adotado no modelo C do caso base (EI_{cb}) para pesos volúmcicos baixos.

Quanto à geometria do problema, o parâmetro que maior influência tem no colapso é a ficha. Neste caso, apesar da variação do ângulo de resistência ao corte no colapso não ser tão substancial como no peso volúmico, verifica-se uma relação da mesma com a forma da superfície de deslizamento formada no colapso.

A importância do fenómeno de rotura de fundo foi analisada através da determinação de coeficientes de segurança relativamente ao levantamento hidráulico e à rotura de fundo para vários ângulos de resistência ao corte. Constatou-se que para EI_{cb} o fenómeno de rotura de fundo é mais condicionante que o de levantamento hidráulico na maior parte dos casos estudados. No caso de $100EI_{cb}$, tal acontece para R_{inter} e H baixos, $\phi' < 25^\circ$ e Z_{nf} elevado.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Como se viu, a rigidez da cortina constitui um parâmetro de grande influência tanto nos resultados de ϕ'_{col} , como na deformada da estrutura. Desta forma, seria interessante repetir os cálculos apresentados considerando a possibilidade da cortina plastificar por flexão.

De forma a corroborar os resultados obtidos ao longo da dissertação, sugere-se a realização dos cálculos que correspondem a problemas de rotura de fundo recorrendo a uma modelação tridimensional.

Sugere-se a consideração de sobrecarga no tardo da cortina, de forma a averiguar a sua influência na superfície de rotura formada e nos resultados do ângulo de resistência ao corte no colapso.

Bibliografia

- Bjerrum, L. e Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. *Geotechnique*, 6(1):32–47.
- Brinkgreve, R. B. J. e Bakker, H. L. (1991). Non-linear finite element analysis of safety factor. *Computer Methods and Advances on Geomechanics*.
- Costet, J. e Sanglerat, G. (1975). *Cours pratique de mécanique des sols*. Dunod.
- Josefino, C., Guerra, N. C., e Matos Fernandes, M. (2009). Modelação de ancoragens nas análises 2d por elementos finitos de cortinas de contenção: A questão da simulação do pré-esforço. *Geotecnia - Revista Luso-Brasileira de Geotecnia*, (117):3–31.
- Josefino, C., Santana, M., Vicente da Silva, M., Antão, A. N., e Guerra, N. C. (2010). Two-dimensional basal stability of deep excavation in homogeneous clay deposit using upper bound numerical analysis. *International Conference in Geotechnical Challenges in Megacities*, 2:614–621.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. PhD thesis, FEUP.
- NP EN 1997-1 (2010). Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico, Parte 1: Regras Gerais, Instituto Português da Qualidade.
- Plaxis (2014). *Plaxis 2D Manual*.
- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. *In Proc., I Intl. Conf. Appl. Mech.* (Obra não consultada diretamente).
- Schanz, T., Vermeer, P., e Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, pg. 281. Rotterdam.
- Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. *Em Proc. Building Research Congress*, pgs. 180–189.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., e Mesri, G. (1943). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., 3 edition.
- Ukritchon, B., Whittle, A. J., e Sloan, S. W. (2003). Undrained stability of braced excavations in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8):738–755.

